



UNIVERSITÀ DI PISA

UNIVERSITÀ DI PISA
SCUOLA DI INGEGNERIA

Corso di laurea magistrale in Ingegneria Edile e delle Costruzioni Civili

***“VULNERABILITÀ SISMICA DI EDIFICI STORICI:
METODI DI CALCOLO A CONFRONTO CON
APPLICAZIONE A UN CASO STUDIO”***

Relatori:

Dott. Ing. Anna De Falco
Ing. Benedetto Maggio Ing.
Francesco Pugi

Candidato:

Matilde Blandino

Anno Accademico 2014/2015

Indice

Introduzione	1
1 Metodi di calcolo per le costruzioni in muratura.....	
1.1 Comportamento sismico delle costruzioni in muratura	3
1.1.1 Il danneggiamento.....	5
1.2 Modellazione della muratura	8
1.2.1 Elementi finiti	8
1.2.2 Modelli a macroelementi	9
1.2.2.1 Il macroelemento muratura di Lagomarsino et al.	13
1.2.2.2 Metodo SAM	19
1.2.3 Criticità nella modellazione della muratura.....	26
1.3 Analisi	31
1.3.1 Analisi statica lineare	31
1.3.2 Analisi dinamica lineare.....	32
1.3.3 Analisi statica non lineare	34
1.3.3.1 Descrizione	35
1.3.3.2 Applicazione	40
1.3.3.3 Verifiche di sicurezza.....	41
1.3.4 Analisi dinamica non lineare.....	42
2 Programmi di calcolo.....	
2.1 3muri	44
2.1.1 Modellazione.....	44
2.1.2 Analisi	48
2.2 PCM	48
2.2.1 Modellazione.....	48
2.2.2 Analisi	51
2.3 Esempi a confronto	52
2.3.1 Parete singola tipo 1	52
2.3.2 Parete singola tipo 2	56
2.3.3 Parete con singola apertura	59
2.3.4 Parete con doppia apertura.....	62
2.3.5 Parete con quattro aperture a fessura	65

2.3.6	Edificio a due piani	67
2.4	Conclusioni	72
3	Caso studio – Procura di Pisa	
3.1	Premessa	73
3.2	Descrizione	73
3.2.1	Cenni sulla storia.....	73
3.2.2	Presentazione dell’edificio	75
3.2.3	Descrizione degli spazi interni	80
3.2.4	Descrizione strutturale	84
3.2.5	Caratterizzazione meccanica dei materiali	88
3.2.6	Analisi dei carichi	91
3.3	Modellazione della struttura.....	93
3.3.1	Modellazione in 3muri	93
3.3.2	Modellazione in PCM	97
3.4	Analisi modale	101
3.5	Analisi statica non lineare	104
3.5.1	Premessa	104
3.5.2	Validazione dei modelli	104
3.5.2.1	Stabilita’ dei modelli al variare del nodo di controllo.....	104
3.5.2.2	Conclusioni	120
3.5.3	Risultati dell’analisi globale.....	121
3.5.3.1	Stato di danneggiamento finale - analisi masse +x	126
3.5.3.2	Stato di danneggiamento finale – analisi masse +y	128
3.5.3.3	Stato di danneggiamento finale – analisi 1°modo +y.....	131
3.6	Valutazioni sulla vulnerabilita’ sismica.....	134
3.6.1	Analisi pushover parametriche.....	136
3.6.1.1	Influenza della rigidezza degli orizzontamenti	136
3.6.1.2	Influenza del livello di conoscenza	141
3.7	Valutazioni sulle verifiche statiche	145
	Conclusioni	149
	Bibliografia	
	Riferimenti normativi.....	151
	Riferimenti bibliografici	151

INTRODUZIONE

Il patrimonio edilizio del nostro paese è in maggior parte costituito da edifici in muratura che non sono stati progettati utilizzando i principi della meccanica dei materiali e delle strutture, bensì con un approccio basato sull'intuizione e l'osservazione, utilizzando i principi dell'equilibrio dei corpi rigidi e sperimentando il comportamento delle costruzioni già realizzate; tutto ciò ha progressivamente portato ad affinare criteri esecutivi e di proporzionamento geometrico, configurabili come regole dell'arte.

Oltre alla conformità alle regole dell'arte, un ulteriore elemento di valutazione può essere il "collaudo" della storia, di cui l'esistenza stessa della costruzione ci fornisce testimonianza. Tale collaudo, tuttavia, risulta spesso insufficiente nei riguardi della prevenzione del rischio sismico, in quanto una costruzione potrebbe non essere ancora stata colpita da un terremoto di intensità pari a quella adottata dalle norme per valutare la sicurezza nei riguardi dello stato limite di salvaguardia della vita.

Risulta pertanto evidente che, per valutare oggi la sicurezza di una costruzione esistente, è necessaria un'adeguata conoscenza del manufatto, non solo geometrica ma tecnologico – costruttiva, e che non si possa in ogni caso prescindere dall'analisi strutturale finalizzata a tradurre in termini meccanici e quantitativi il comportamento della costruzione.

Nel presente lavoro di tesi è stato svolto un confronto tra metodi semplificati per il calcolo delle strutture murarie.

Nella prima parte sono brevemente descritti alcuni metodi di modellazione delle strutture in muratura, e particolare attenzione viene data ai modelli a telaio equivalente. Successivamente sono elencate le analisi previste dalla normativa vigente e le relazioni tra i meccanismi di collasso osservati nella realtà e i relativi criteri di rottura per gli elementi strutturali.

Nel secondo capitolo vengono introdotti i metodi di calcolo considerati, implementati nei software commerciali 3Muri e PCM. Se ne fa un primo confronto critico attraverso l'utilizzo di semplici esempi di complessità crescente.

Il lavoro viene approfondito facendo riferimento ad un caso studio reale. L'edificio scelto, precedentemente ex Corte d'Assise, poi sede dell'istituto d'arte e attualmente sede della Procura di Pisa, risale alla seconda metà del XIX secolo.

Anche per la sua irregolarità altimetrica presenta diversi spunti per confrontare due codici di calcolo diversi, utili strumenti per le analisi di vulnerabilità da svolgere in ottemperanza alle *Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale* (2011).

1 METODI DI CALCOLO PER LE COSTRUZIONI IN MURATURA

1.1 COMPORTAMENTO SISMICO DELLE COSTRUZIONI IN MURATURA

Anche se le strutture in muratura hanno un'ottima capacità di far fronte ad azioni verticali, derivanti dai pesi propri e dai carichi variabili, la stessa cosa non si può dire per quanto riguarda le azioni orizzontali.

L'entità delle forze di inerzia che sorgono su una struttura per effetto di un'azione sismica sono funzione, tra le altre cose, anche del periodo di oscillazione proprio della struttura. Gli edifici in muratura risultano essere per la loro natura molto rigidi, sia per le caratteristiche proprie degli elementi murari, sia perché tali strutture hanno in genere un ridotto numero di piani e quindi una modesta altezza. All'elevata rigidezza si associa un basso periodo di oscillazione della struttura a cui consegue una grande amplificazione dell'azione sismica.

La muratura non si comporta in modo elastico in maniera indefinita ma, al crescere delle azioni a cui è soggetta, si comporta in modo elasto - plastico. Ne consegue che sotto l'azione sismica si instaurano dei fenomeni di plasticizzazione caratterizzati dalla formazione di fessure tali da abbattere la rigidezza dei vari elementi strutturali e quindi complessivamente dell'intera struttura. Questa riduzione di rigidezza fa assumere alla struttura un più elevato periodo di oscillazione a cui consegue una riduzione dell'amplificazione dell'azione sismica. I fenomeni di plasticizzazione riescono inoltre a dissipare un'elevata quantità di energia smorzando così l'azione sismica.

Alla base di un adeguato comportamento delle strutture in muratura durante un evento sismico, come del resto per tutte le tipologie costruttive, c'è un attento studio della concezione strutturale e dei dettagli costruttivi.

Gli elementi che compongono gli edifici in muratura, possono essere suddivisi in tre categorie, ognuna con una precisa funzione statica:

- i *muri portanti*, che svolgono la funzione di portare i carichi verticali;
- i *muri di controvento*, che devono far fronte alle azioni orizzontali;

- i *solai*, che trasmettono le azioni alle murature sottostanti.

E' chiaro che i muri portanti sono anche muri di controvento nel caso in cui le azioni orizzontali agiscano parallelamente ad essi. La loro resistenza nei confronti dei carichi orizzontali è influenzata positivamente dalla presenza del carico verticale. Considerando una parete muraria isolata, essa ha una buona capacità di far fronte ad azioni orizzontali agenti nel proprio piano e quindi idonea a esplicare la funzione di parete di controvento. Tutt'altro si può dire per il comportamento di una parete in cui le azioni orizzontali sono dirette ortogonalmente al proprio piano, nei confronti delle quali le pareti risultano essere molto deboli.

Da questo è facilmente intuibile che per un corretto funzionamento di una struttura in muratura durante un evento sismico, gli elementi che la compongono (muri portanti, di controvento e solai) devono essere ben collegati tra di loro in modo da precludere i possibili meccanismi di crisi fuori piano degli elementi murari, facendo così in modo che le pareti che compongono la struttura facciano fronte alle azioni sismiche solo grazie al loro funzionamento nel piano. Gli elementi verticali resistenti e i solai devono quindi dar luogo ad un comportamento detto *scatolare*.

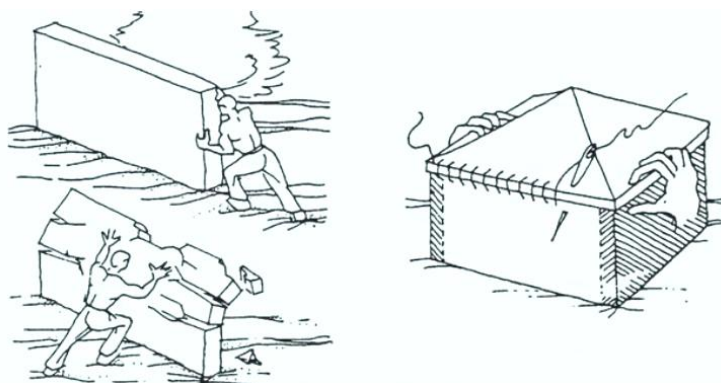


Figura 1-1: Comportamento della muratura

Garantendo quindi un buon grado di ammassamento tra le pareti, la singola parete investita dall'azione sismica, nella risposta chiama in collaborazione i muri ad essa ortogonali, trasferendo loro un'azione nel proprio piano e attivando quindi il meccanismo resistente nel quale essi esplicano la loro naturale resistenza a taglio.

L'ammassamento garantisce inoltre una maggiore redistribuzione dei carichi verticali tra le pareti disposte nelle due direzioni anche in caso di solai orditi prevalentemente in una.

La funzione di collegamento tra gli orizzontamenti e le pareti può essere garantita dalla presenza di un cordolo continuo in cemento armato realizzato in corrispondenza dei solai di piano e della copertura. La funzione del cordolo è quella di offrire alla

parete un vincolo al possibile ribaltamento fuori piano. Contribuisce inoltre ad irrigidire il solaio.

Negli edifici storici, la funzione del cordolo è solitamente svolta da catene in acciaio realizzate sempre a livello dei solai. Al contrario dei cordoli, che sono continui su tutta la parete e hanno una rigidezza sia assiale che flessionale, le catene offrono un collegamento puntuale e hanno solo rigidezza estensionale.

Un ruolo importante per quel che riguarda la risposta sismica di un edificio in muratura è svolto dalla regolarità strutturale, sia in pianta che in altezza. Un edificio compatto ha rigidezze paragonabili nelle due direzioni con un miglior comportamento d'insieme. E' opportuno che la pianta sia il più possibile simmetrica per limitare gli effetti torsionali dovuti all'eccentricità tra il centro di massa e quello di rigidezza. L'utilizzo di forme in pianta non semplici (a "L" o a "C") e con rientranze generano pericolose concentrazioni di sforzi negli angoli.

Gli edifici irregolari in altezza presentano gli stessi problemi di concentrazione degli sforzi nella zona di connessione tra due parti dell'edificio aventi altezza diversa. Da evitare sono le configurazioni che portino ad un aumento della massa verso l'alto e la disposizione irregolare delle aperture all'interno di una stessa parete.

Il comportamento più o meno duttile di un edificio è quindi legato al modo di collasso, che risulta a sua volta associato alla tipologia di muratura, alla presenza di cordoli, architravi, ammorsamenti, strutture spingenti etc...

Tutte queste variabili sono di difficile determinazione, soprattutto negli edifici esistenti, dove l'estrema variabilità degli elementi costituenti la muratura, i deterioramenti, le tipologie di posa (murature irregolari, a sacco, ...), rende complessa la definizione delle caratteristiche meccaniche degli elementi resistenti.

1.1.1 IL DANNEGGIAMENTO

Dall'osservazione dei danni avvenuti su edifici in muratura durante un evento sismico, per le varie tipologie costruttive, si possono definire tre principali categorie di danneggiamento:

- disgregazione della tessitura muraria;
- meccanismo di collasso della parete al di fuori del proprio piano (*meccanismi di 1° modo*);
- meccanismo di collasso della parete nel proprio piano (*meccanismi di 2° modo*).

La disgregazione della tessitura muraria si manifesta sulle murature quando siamo in presenza di un legante di scarsa qualità ovvero quando i paramenti che formano il pannello murario non sono ben ammorsati tra di loro. Tale danneggiamento comporta lo sganciamento del paramento esterno seguito dall'espulsione dello stesso.

I danneggiamenti dovuti a meccanismi che coinvolgono i pannelli murari al di fuori del loro piano si distinguono in base al tipo di deformazione che coinvolge il complesso strutturale il quale può esser soggetto a fenomeni di estensione, flessione e scorrimento.

I fenomeni di estensione della cella muraria si presentano quando le pareti non sono efficacemente collegate tra loro o grazie alle travi o per mezzo di altri dispositivi quali catene. Questo tipo di deformazione comporta il distacco e il ribaltamento delle pareti di facciata e lo sfilamento delle travi ortogonali alla facciata stessa.

La presenza di coperture di tipo spingente favorisce tale meccanismo di crisi. Il ribaltamento può interessare l'intera facciata o solo una parte di essa e, in funzione del grado di ammorsamento delle facciata stessa con le pareti ad essa ortogonali, il ribaltamento può coinvolgere anche porzioni di quest'ultime.

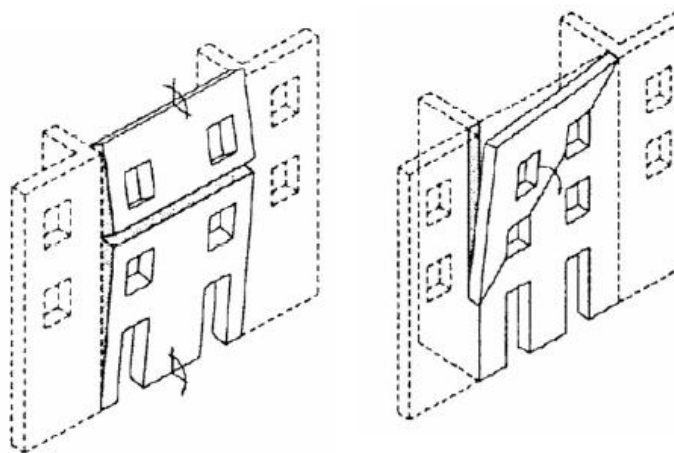


Figura 1-2: Esempi di meccanismi del primo modo

Nel caso in cui il collegamento tra le pareti sia efficace si potranno instaurare fenomeni di flessione o scorrimento della cella muraria.

I meccanismi di collasso di una parete nel proprio piano sono dovute a crisi per taglio o a crisi per pressoflessione.

I meccanismi dovuti al raggiungimento del taglio massimo prevedono l'instaurarsi di un quadro fessurativo degli elementi murari che varia a seconda che l'azione tagliente provochi nei pannelli murari delle lesioni inclinate diagonalmente, che nel caso di azioni cicliche assumono una configurazione ad X, o che, per lo scorrimento di un

setto murario sull'altro, si ha la formazione di fessure orizzontali solitamente nei letti di malta.

Le fessure diagonali possono anch'esse interessare prevalentemente i letti di malta, assumendo la tipica configurazione a "scaletta" oppure possono coinvolgere i blocchi che costituiscono la muratura. Esse possono interessare sia i maschi murari che le fasce.



Figura 1-3: Rottura per taglio a sinistra e rottura per pressoflessione a destra

La rottura per pressoflessione provoca lo schiacciamento della muratura nella zona compressa delle sezioni. Nel caso in cui lo sforzo di compressione assiale sia elevato, la zona compressa risulta ampia mentre, nel caso di sforzo normale modesto, l'estensione della zona compressa alla base si riduce e si formano ampie fessure di tipo flessionale fino all'instaurarsi di un cinematisimo simile a quello di un blocco rigido, (meccanismo di ribaltamento).

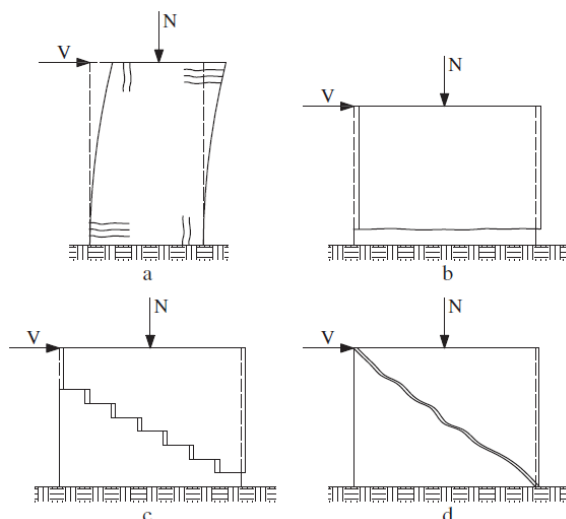


Figura 1-4: a) meccanismo per pressoflessione b) meccanismo per taglio scorrimento c) meccanismo per taglio diagonale "a scaletta" d) meccanismo per taglio diagonale dei blocchi

Le varie tipologie di danneggiamento elencate possono instaurarsi sia per gli effetti del sisma sui singoli elementi danneggiati, che per interazione tra diversi elementi strutturali dello stesso edificio o per interazione tra edifici adiacenti.

1.2 MODELLAZIONE DELLA MURATURA

Il modello strutturale è rappresentato da uno schema geometrico - matematico in cui la struttura e le azioni agenti su di essa interagiscono. Questo schema deve riuscire ad essere il più aderente possibile alla realtà così da simulare il comportamento della struttura, sia in termini di sollecitazioni che di deformazione.

A partire dagli anni '70 sono nati diversi metodi di calcolo basati, da un lato, sull'analisi limite, dall'altro sull'analisi elastica e post-elastica. I secondi sono presi in considerazione in questa sede e, tra loro, si distinguono i modelli a macroelementi e quelli agli elementi finiti. I metodi a macroelementi, di per sé più o meno semplificati, si distinguono da quelli agli elementi finiti per un minore onere di calcolo e, prescindendo da valutazioni puntuali, forniscono una migliore previsione del comportamento globale delle strutture.

1.2.1 ELEMENTI FINITI

Questo metodo si basa sulla schematizzazione del continuo attraverso elementi finiti monodimensionali, piani o solidi ai quali sono associati legami costitutivi con diverso comportamento a trazione e a compressione. Generalmente le leggi costitutive sono caratterizzate da una resistenza a trazione molto limitata o nulla, caratteristica peculiare questa del materiale muratura. Il comportamento non lineare consente di seguire il corretto degrado della muratura, al crescere del carico, con la riduzione della rigidità degli elementi che vanno via via danneggiandosi.

Possono essere utilizzati principalmente due tipologie di modello:

- Modelli di continuo equivalente, in cui l'elemento finito rappresenta il comportamento della muratura considerata come solido omogeneo;
- Micromodelli, in cui sono discretizzati gli elementi costituenti la muratura, quindi i blocchi e i giunti di malta.

La prima tipologia di modello deve avvalersi di tecniche di omogeneizzazione per poter definire un continuo aderente alla tessitura muraria. Essendo la muratura costituita da elementi con differenti caratteristiche meccaniche, si devono stabilire dei moduli ricorrenti nella tessitura, e di questi stabilire le caratteristiche equivalenti che saranno quindi adottate dal continuo.

Nei modelli discontinui invece, ogni componente viene modellato separatamente, ed a ciascuno sono quindi attribuite le proprie caratteristiche meccaniche. Questo ultimo modello è perfettamente coerente dal punto di vista teorico, ma l'onere

computazionale è decisamente elevato, tanto che in alcuni casi è praticamente inapplicabile.

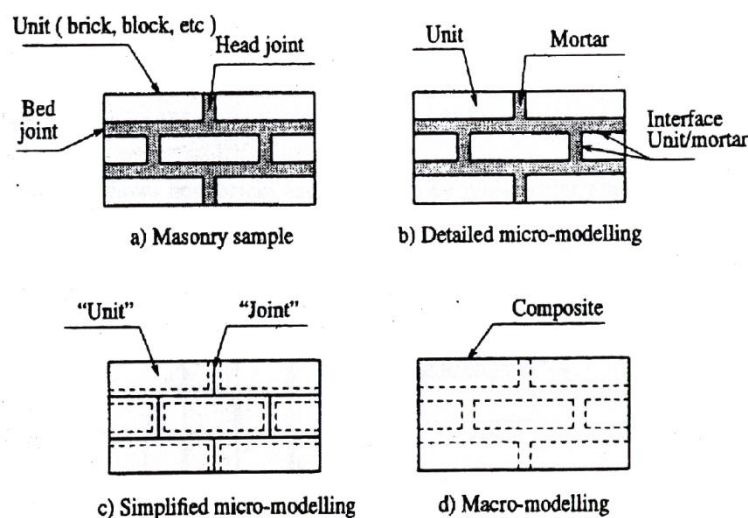


Figura 1-5: Modellazione agli elementi finiti, macro e micro - modelli

Il metodo agli elementi finiti consente di approfondire l'analisi in zone particolari del modello, dove sono presenti gradienti di tensione e deformazione, e di riprodurre qualsivoglia geometria.

I risultati di un'analisi agli elementi finiti di una muratura devono essere elaborati criticamente in quanto, fornendo valori puntuali, potrebbero avere scarso significato.

1.2.2 MODELLI A MACROELEMENTI

I modelli semplificati, sono concepiti per ridurre l'onere computazionale dell'analisi rispetto a quella FEM, cercando di mantenere comunque un sufficiente grado di accuratezza e precisione. La struttura viene ottenuta attraverso l'assemblaggio di macro-elementi che rappresentano intere parti di muratura come maschi, fasce, nodi. In questo modo i gradi di libertà dell'intero modello sono molto più limitati rispetto ad un equivalente modello FEM.

I legami costitutivi degli elementi sono generalmente definiti in ambito mono-dimensionale.

Tutti i parametri che caratterizzano un macro-elemento sono da intendersi come grandezze medie, e le informazioni relative a ciò che avviene localmente nella porzione di struttura sono grandezze generalizzate.

L'utilizzo di questi modelli presuppone una taratura dei parametri che spesso avviene tramite modelli FEM più evoluti, in quanto alcuni parametri che governano il loro funzionamento non hanno un significato fisico immediato.

Di seguito si riportano alcuni dei principali metodi proposti in letteratura.

Il concetto che la muratura possiede una notevole riserva di capacità in campo non lineare fornita da deformazioni anelastiche e alti livelli di energia dissipata è stato teorizzato da Turnšek e Čačovič attraverso il metodo POR che, originariamente, prevedeva l'esclusiva rottura a taglio diagonale del maschio.

Il metodo POR considera un meccanismo di rottura piano, in cui la risposta globale di ciascun piano in termini di taglio alla base viene calcolata come la somma della risposta individuale di ciascuna parete. Contrariamente alle ipotesi del metodo, gli edifici danneggiati dai terremoti e i risultati di test sperimentali dimostrano altri possibili meccanismi di rottura, già analizzati nel capitolo precedente.

Ai fini di una migliore simulazione dei meccanismi di rottura sono stati ideati diversi metodi a macromodelli a partire dal 1980, soprattutto in Italia, di cui si riporta una breve descrizione nel seguito. Verranno invece approfonditi i metodi che sono alla base dei codici di calcolo utilizzati nel seguente lavoro di tesi.

Alcuni dei principali metodi a macroelementi proposti in letteratura sono rappresentati nella figura 1-6.

Questi modelli si basavano inizialmente su macromodelli bidimensionali (Fig.1-6 (a) e (b)). I modelli piani considerano una rappresentazione piana dell'elemento murario che viene modellato attraverso uno schema discreto equivalente, oppure mediante elementi piani suscettibili di una variazione geometrica per tener conto della non linearità del materiale.

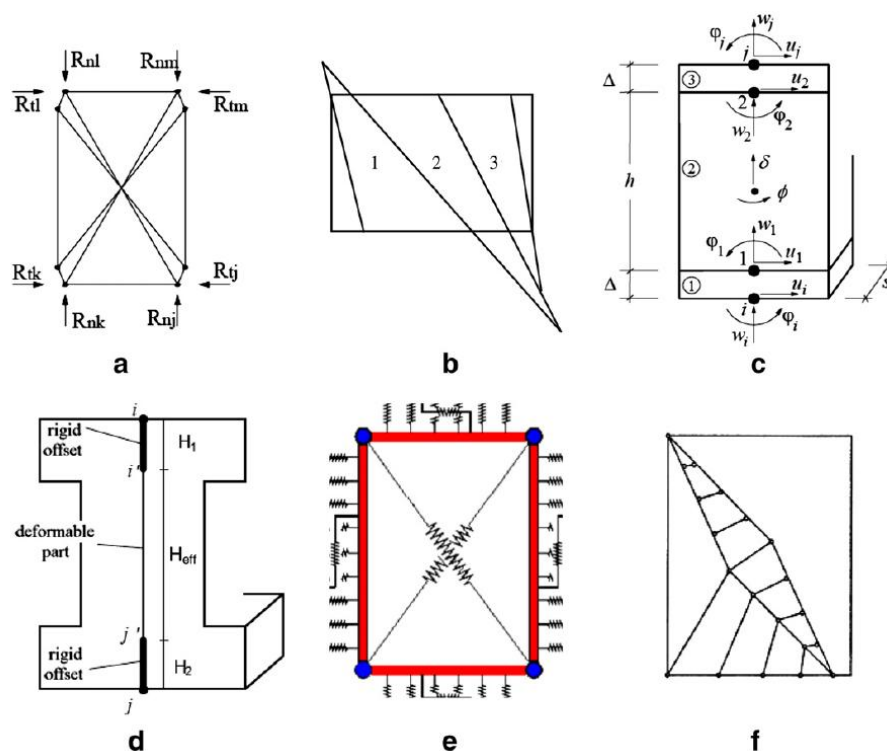


Figura 1-6: macroelementi a (a) geometria variabile, (b) multi-cuneo, (c) “sandwich”, (d) di tipo beam, (e) molle non lineari, (f) tirante-puntone

Tuttavia, la necessità di considerare una risposta globale degli edifici ha portato molti ricercatori a idealizzare modelli a elementi monodimensionali per simulare una risposta simile a quella di strutture intelaiate e per applicare i metodi convenzionali della meccanica strutturale.

Codici di calcolo come TreMuri e SAM II (Fig.1-6 (c) e (d)) forniscono esempi di questo tipo di macromodelli, motivati dall'introduzione del nuovo codice OPCM 3274/2003 e la sua revisione OPCM 3431/2005.

Entrambi i programmi utilizzano un modello di telaio equivalente in modo che ogni parete dell'edificio è suddivisa in maschi e fasce modellati attraverso macroelementi, che vengono poi collegati da nodi rigidi. La Fig.1-7 illustra esempi dei componenti strutturali utilizzando il metodo del telaio equivalente.

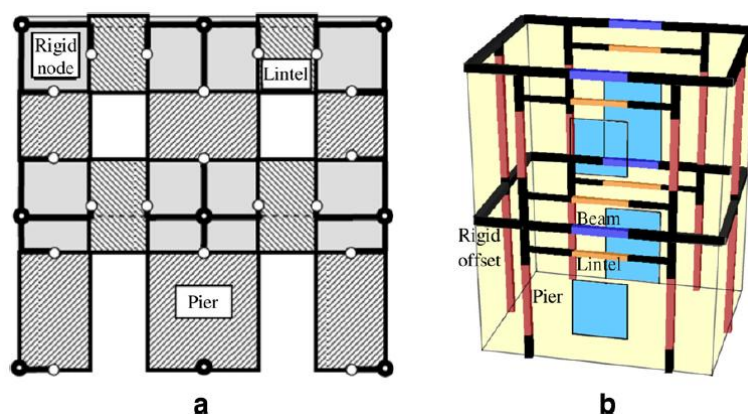


Figura 1-7: Modellazione a macroelementi di una parete in muratura in (a) TreMuri e di una struttura (b) in SAM II

Recentemente, Calì et al. e Vanin e Foraboschi hanno individuato alcune limitazioni nell'uso di macroelementi di tipo beam, in particolare sulla simulazione inesatta dell'interazione tra macroelementi e sulla debole modellazione delle condizioni di rottura dei pannelli. Questi autori hanno proposto di tornare all'uso di macroelementi bidimensionali, rispettivamente mediante un insieme di molle non lineari (Fig. 1-6 (e)) e un modello puntone e tirante (Fig. 1-6 (f)).

Il macroelemento presentato da Calì et al. è costituito da un quadrilatero articolato i cui lati sono infinitamente rigidi e i cui vertici, incernierati, sono collegati da molle diagonali e da un insieme discreto di molle distribuite lungo il perimetro del quadrilatero che simulano i meccanismi di rottura tipici di un pannello murario.

Di seguito si vede come la composizione del macroelemento approssimi le tre possibili rotture: per pressoflessione, per taglio diagonale e per taglio scorrimento.

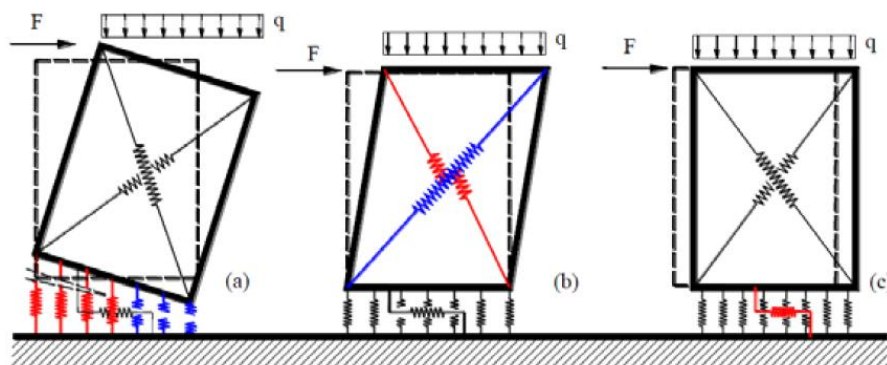


Figura 1-8: Simulazione dei meccanismi di rottura nel piano di un pannello murario

La rottura per pressoflessione può avvenire in due modalità: progressiva fessurazione che porta alla parzializzazione della sezione e quindi alla rotazione intorno ad un estremo; possibile schiacciamento della muratura in prossimità del bordo compresso.

Il modello è in grado di riprodurre ambedue i modi mediante le molle di interfaccia disposte ortogonalmente alla stessa. Ad esse viene assegnato un legame costitutivo con limitata resistenza a compressione e comportamento elasto - fragile a trazione.

La prima modalità di rottura a pressoflessione verrà associata quindi alla rottura delle molle a trazione, mentre la seconda verrà associata alla plasticizzazione a compressione delle molle stesse. In questo modo la dipendenza dallo sforzo normale dei meccanismi è implicita.

Il collasso a taglio per fessurazione diagonale è caratterizzato dalla tipica “X” formata dalle due fessure incrociate che si formano nella porzione centrale del pannello murario, seguendo le isostatiche di compressione. E’ il più diffuso meccanismo di collasso delle murature.

Nel caso del modello questo è simulato attraverso le due molle diagonali che uniscono gli spigoli opposti del quadrilatero articolato ed hanno un legame costitutivo non lineare.

Il meccanismo di rottura per scorrimento è più inusuale perché di solito è caratterizzato da bassi sforzi normali sul pannello in muratura, oppure da grandi parzializzazioni della sezione.

Il macroelemento, e in particolare l’interfaccia, è provvisto di molle parallele al lato del quadrilatero dove sono collegate, a cui sono associati domini di scorrimento Mohr-Coulomb.

Anche l’instaurarsi di eventuali meccanismi combinati è consentita dal macroelemento di Calìo.

La flessibilità di questo macroelemento è data dal fatto che è interagente lungo ciascuno dei suoi lati e può quindi essere utilizzato per modellare pareti di muratura attraverso una mesh di macroelementi.

1.2.2.1 IL MACROELEMENTO MURATURA DI LAGOMARSINO ET AL.

Il macroelemento fenomenologico proposto dal Prof. Lagomarsino et al. permette di cogliere i meccanismi di collasso tipici dell’elemento murario, con una formulazione non lineare, danneggiamento del legame costitutivo, degrado di resistenza softening e degrado di rigidità.

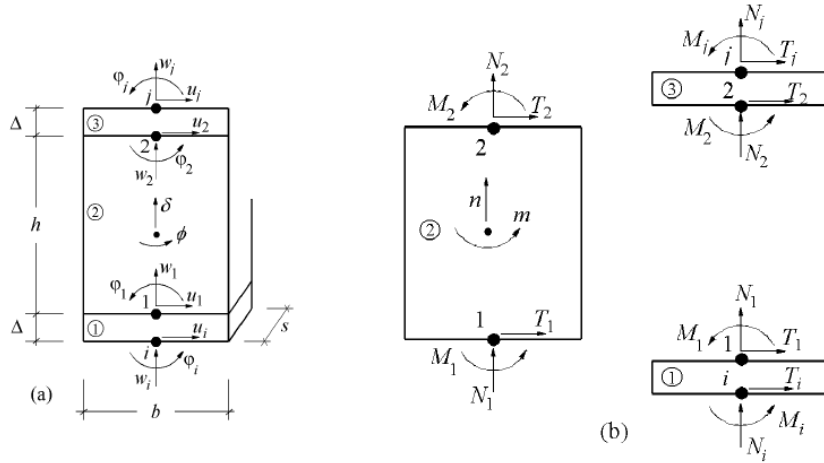


Figura 1-9: Modello cinematico del macroelemento

Considerato un pannello di larghezza b , spessore s ed altezza h , si identificano tre parti: le parti 1 e 3, di larghezza b , spessore s ed altezza infinitesima Δ sono poste alle estremità e sono caratterizzate da deformabilità assiale e infinita rigidità rispetto alle azioni taglianti; nella parte centrale, la 2, è concentrata la deformabilità tangenziale mentre la rigidità assiale è infinita. La larghezza e lo spessore della parte 2 sono uguali a quelli delle parti 1 e 3, mentre l'altezza è h .

Cinematicamente il macroelemento consente i tre gradi di libertà dei nodi i e j e quelli per i nodi di interfaccia 1 e 2. Però i gradi di libertà non sono la somma di quelli appena elencati a causa delle relazioni di congruenza all'interno delle singole parti.

Indicando con w gli spostamenti lungo l'asse, con u quelli trasversali e con φ le rotazioni, si può affermare che:

$$u_1 = u_i \quad u_2 = u_j$$

$$w_1 = w_2 = \delta$$

$$\varphi_1 = \varphi_2 = \varphi$$

Il modello è dunque descritto da sei componenti di spostamento dei nodi di estremità e dalle due componenti del macroelemento.

Il meccanismo di ribaltamento del pannello, favorito dall'assenza di una significativa resistenza a trazione del materiale, viene rappresentato ipotizzando un contatto elastico monolatero nelle interfacce 1 e 3, mentre il meccanismo di rottura a taglio è schematizzato, considerando uno stato di tensione uniforme nel modulo centrale 2 (si assume $T_i = T_j$), attraverso un legame tra le componenti cinematiche u_i , u_j e φ , lo stato tensionale e le variabili descrittive del comportamento plastico (il grado di danneggiamento α e lo scorrimento plastico γ_p). Il danneggiamento per fessurazione sulle fasce diagonali, dove si verificano meccanismi di taglio scorrimento, è, infatti,

rappresentabile mediante la componente anelastica di spostamento γ_p che si attiva quando viene superata una condizione limite per attrito alla Coulomb. Il legame Gambarotta-Lagomarsino consente di descrivere, attraverso le variabili α e γ_p l'evoluzione ciclica del degrado di rigidezza e del deterioramento della resistenza associato al progressivo danneggiamento a taglio.

PRESSOFLESSIONE

Nelle parti 1 e 3 è concentrato il comportamento a flessione.

Fintanto che il centro di pressione rimane all'interno del nocciolo d'inerzia, la sezione non è parzializzata e sforzo normale e momento risultano lineari in w e φ e di accoppiate. Le relazioni che legano N ed M allo spostamento w e alla rotazione φ sono quelle derivanti direttamente dalle equazioni elastiche di legame.

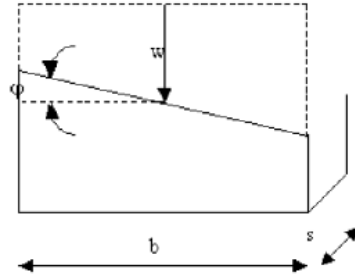


Figura 1-10: Cinematismo del problema assiale elastico

Si indica con $k = \frac{2E}{h}$ la rigidezza assiale per unità di superficie, allora

$$N = kbsw \quad (1.1 a)$$

$$M = k \frac{sb^3}{12} \varphi \quad (1.1 b)$$

La sezione si parzializza quando la risultante delle azioni esce dal nocciolo centrale d'inerzia, assumendo una sezione rettangolare, ciò avviene se:

$$\frac{|M|}{|N|} = \frac{\left| k \frac{sb^3}{12} \varphi \right|}{|kbsw|} = \frac{b^2 |\varphi|}{12|w|} \leq \frac{b}{6} \quad (1.2)$$

Assumendo che il pannello non reagisca a trazione, $w < 0$

$$|\varphi| \leq \frac{-2w}{b} \quad (1.3)$$

Finché è verificata la precedente espressione, se si applica un momento alla sezione, dopo aver esercitato una compressione, la rotazione φ aumenterà linearmente, a spostamento verticale w costante.

Quando la precedente espressione non è più verificata la sezione si parzializza, a questo punto lo sforzo normale e il momento non sono più sollecitazioni disaccoppiate.

Nell'ipotesi di piccoli spostamenti, i contributi anelastici dovuti alla pressoflessione vengono separati da quelli elastici:

$$N = kbsw - \frac{ks}{8|\varphi|} (|\varphi|b + 2w)^2 \quad (1.4 a)$$

$$M = k \frac{sb^3}{12} \varphi + \frac{ks - (|\varphi|b + w)}{24\varphi|\varphi|} (|\varphi|b + 2w)^2 \quad (1.4 b)$$

Dunque la relazione che lega spostamenti e rotazioni diventa:

$$w = \frac{|\varphi|b}{2} - \sqrt{\frac{-2|\varphi|N}{ks}} \quad (1.5)$$

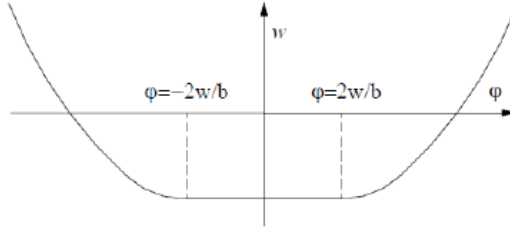


Figura 1-11: relazione spostamenti-rotazioni

Riassumendo, in un sistema precedentemente compresso, aumentando il momento fino alla condizione limite $|\varphi| \leq \frac{-2w}{b}$ si ha un incremento di φ lineare; dopo valgono le relazioni (1.4) e (1.5) fino al limite $\frac{dw}{d\varphi} = 0$. Oltre questo punto aumenta la rotazione ma diminuisce la compressione verticale.

Il modello è sensibile anche alla non linearità dovuta al danneggiamento per compressione oltre a quella dovuta alla pressoflessione.

Nella figura seguente si evidenzia lo stato di tensione e spostamento in condizioni di non linearità a compressione.

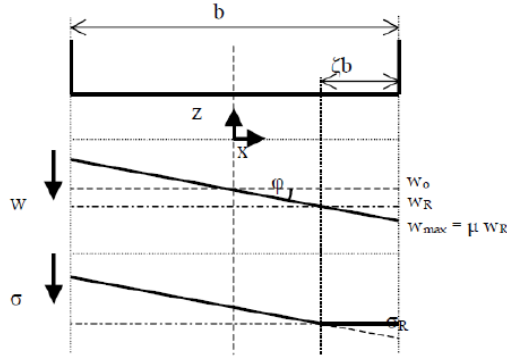


Figura 1-12: Stato di tensione e spostamento in condizioni di non linearità a compressione

Al momento dell'entrata in campo non lineare caratterizzato dal superamento del valore di spostamento $w_R = \frac{\sigma_R}{k}$ in una porzione della sezione di base, i parametri ξ e μ identificano in modo univoco detto stato.

- $\xi = \frac{p}{b}$ indica la misura dell'estensione della porzione di sezione interessata dalla non linearità;
- $\mu = \frac{w_{max}}{w_R}$ indica la misura della duttilità richiesta alla fibra più esterna e quindi del successivo degrado di rigidezza.

I successivi passi di carico dipendono dalla storia di carico precedente, e quindi dai parametri ξ e μ . Le fibre che al causa del precedente spostamento hanno avuto un'escursione in campo plastico sono caratterizzate da una minore rigidezza

$$k^*(x, \xi, \mu) = \frac{k}{\frac{\mu-1}{\xi b}x + 1} \quad x \in \left[\left(\frac{1}{2} - \xi \right) b; \frac{b}{2} \right] \quad (1.6)$$

L'andamento della tensione assiale ha quindi andamento lineare solo nella zona della sezione non interessata dalla plasticizzazione

$$\sigma(x) = \begin{cases} k(-w_0 - \varphi x) & x \in \left[-\frac{b}{2}; \left(\frac{1}{2} - \xi \right) b; \right] \\ k(-w_0 - \varphi x) \frac{b\xi}{(\mu-1)x + \xi b} & x \in \left[\left(\frac{1}{2} - \xi \right) b; \frac{b}{2} \right] \end{cases} \quad (1.7)$$

Studi successivi (Penna 2002 e Resemini 2003) hanno evidenziato che il degrado può essere approssimato linearmente senza commettere un errore apprezzabile.

In base a questa considerazione ed alla trattazione precedente è stata messa a punto una procedura per la correzione non lineare dei valori delle caratteristiche della sollecitazione N e M.

Essendo N^{el} lo sforzo normale calcolato con il legame elastico

$$N = N^{el} - N^* \quad (1.8)$$

$$N^*(w_{max}, \xi, \mu) = k \frac{\mu - 1}{\mu} \xi b s w_{max} \quad (1.9)$$

Analogamente per il momento flettente si ottiene

$$M = M^{el} - M^* \quad (1.10)$$

$$M^*(w_{max}, \xi, \mu) = \left(\frac{\xi}{3} - \frac{1}{2} \right) b N^* \quad (1.11)$$

Tali correzioni sono valide anche per una nuova condizione di superamento della soglia di resistenza oltre che per la riduzione delle tensioni per effetto del degrado.

TAGLIO

La parte 2 del macroelemento è quella a cui compete la risposta alle azioni taglienti.

La risposta a taglio è espressa considerando una deformazione tagliente uniforme del pannello

$$\gamma = \frac{u_i - u_j}{h} + \varphi$$

E imponendo una relazione tra le grandezze cinematiche u_i , u_j e φ e la sollecitazione $T_i = -T_j$.

Il danneggiamento da azione tagliente considerato è quello attivato per il superamento della condizione limite attritiva alla Coulomb lungo la diagonale, quindi si può formulare la seguente equazione costitutiva

$$T_i = \frac{GA}{h} (u_i - u_j + \varphi h) + T_i^* \quad (1.12)$$

$$T_i^* = -\frac{GA}{h} \frac{c\alpha}{1+c\alpha} \left(u_i - u_j + \varphi h + \frac{h}{GA} f \right) \quad (1.13)$$

Dove la componente anelastica T_i^* comprende l'azione attritiva f che si oppone al meccanismo di scorrimento e coinvolge un parametro di danno α e un coefficiente dimensionale c , che controlla la deformazione non elastica.

In questo modello, l'azione dovuta all'attrito è considerata nella seguente condizione limite

$$\varphi_s = |f| - \mu N_i \leq 0 \quad (1.14)$$

dove μ è il coefficiente di attrito.

In questo modo, al variare dell'azione assiale $N_i = -N_j$, è possibile variare anche la resistenza a taglio del pannello.

In base ai criteri finora discussi, la classificazione del modello non risulta immediata.

Di fatto, le grandezze cinematiche e statiche utilizzate per la formulazione

dell'elemento consistono in spostamenti e rotazioni nodali e in azioni risultanti M , T , N che quindi richiamano i modelli monodimensionali. Tuttavia, l'introduzione di gradi di libertà interni all'elemento e di opportune considerazioni sui cinematismi di ribaltamento o "rocking" e di taglio-scorrimento conferiscono un carattere di "bidimensionalità" all'elemento, che sembra quindi riprodurre in modo efficace e sintetico le caratteristiche più importanti della risposta non lineare dei pannelli murari. La capacità di riprodurre la risposta ciclica (e quindi i fenomeni di dissipazione per isteresi dell'energia ad essa associati) rende il metodo uno strumento utile e versatile sia nella ricerca che nelle applicazioni pratiche.

1.2.2.2 METODO SAM

Il metodo è stato sviluppato dapprima per pareti multipiano caricate nel proprio piano, e successivamente è stato esteso a problemi tridimensionali.

Il metodo utilizza le ipotesi formulate da Magenes e Calvi nel 1996. Tale metodo era stato pensato per l'analisi di pareti piane e proponeva un algoritmo implementabile anche in un foglio elettronico. Tuttavia, i limiti riscontrati nei tentativi di applicazione di tale approccio all'analisi di strutture di una certa dimensione e complessità hanno portato alla ricerca di una implementazione diversa, più efficiente dal punto di vista computazionale. Le idee che stavano alla base del modello sono state quindi riformulate ed implementate in un programma di calcolo strutturale non lineare.

E' possibile idealizzare una parete muraria mediante un telaio equivalente costituito da elementi maschio (ad asse verticale), elementi fascia (ad asse orizzontale), elementi nodo (Fig. 1-13). Gli elementi maschio e gli elementi fascia vengono modellati come elementi di telaio ("beam-column") deformabili assialmente e a taglio. Se si suppone che gli elementi nodo siano infinitamente rigidi e resistenti, è possibile modellarli numericamente introducendo opportuni bracci rigidi alle estremità degli elementi maschio e fascia.

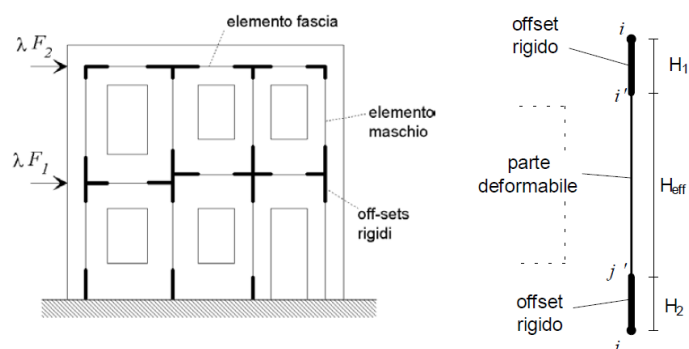


Figura 1-13: Schematizzazione a telaio equivalente di una parete caricata nel piano e l'elemento maschio murario

Ciascun elemento verticale o orizzontale viene rappresentato come un elemento monodimensionale coincidente con l'asse baricentrico dello stesso, delimitato da nodi posizionati alle intersezioni del segmento con gli assi baricentrici degli elementi a cui è collegato. Ogni elemento deformabile del telaio equivalente è caratterizzato da un comportamento elasto-plastico-fragile con resistenza definita in funzione della risposta flessionale ed a taglio. L'adozione di bracci infinitamente rigidi per modellare le zone di nodo consentono di riprodurre la ridotta deformabilità di tali elementi.

Escludendo il comportamento fuori piano delle pareti, il modello prende in esame tutti i meccanismi di rottura nel piano della muratura.

ELEMENTO MASCHIO MURARIO

Si suppone che un elemento maschio sia costituito da una parte deformabile con resistenza finita, e di due parti infinitamente rigide e resistenti alle estremità dell'elemento (Fig. 1-13). L'altezza della parte deformabile o «altezza efficace» del maschio viene definita secondo quanto proposto da Dolce (1989), per tenere conto in modo approssimato della deformabilità della muratura nelle zone di nodo.

Il comportamento dell'elemento maschio viene supposto elasto-plastico con limite in deformazione. Si suppone cioè che il maschio abbia comportamento lineare elastico finché non viene verificato uno dei possibili criteri di rottura. La matrice di rigidezza in fase elastica assume la forma consueta per elementi di telaio con deformazione a taglio, e risulta determinata una volta definiti il modulo di Young E , il modulo G , e la geometria della sezione.

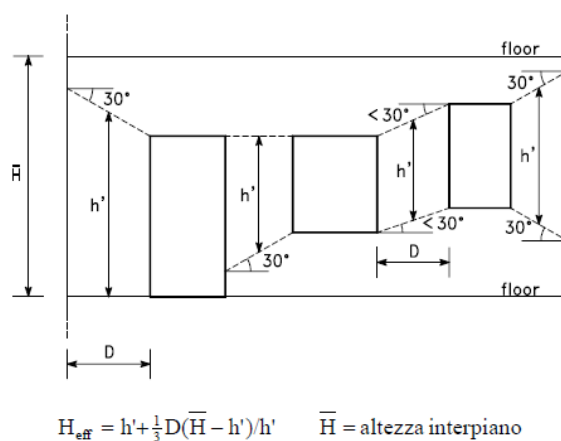


Figura 1-14: Definizione dell'altezza efficace dei maschi murari (Dolce, 1989)

I maschi murari possono giungere a rottura nel piano secondo diverse modalità, ciascuna contraddistinta da un proprio valore di taglio ultimo V_u .

– **Rottura per pressoflessione o ribaltamento**

Avviene quando il momento flettente M in una delle sezioni estreme della parte deformabile del maschio $i-j'$ (Fig. 1-13) raggiunge il valore ultimo, corrispondente allo schiacciamento della zona compressa della sezione, calcolato secondo l'espressione

$$V_{max} H_0 = P e_{inf} = M_u = \frac{PD}{2} \left(1 - \frac{p}{k f_u} \right) \quad (1.15)$$

dove D è la lunghezza della sezione normale del maschio, t lo spessore, $p = P/Dt$ la compressione verticale media sulla sezione dovuta alla forza assiale P , f_u è la resistenza a compressione della muratura, e k è un coefficiente che tiene conto della distribuzione degli sforzi nella zona compressa e si pone pari a 0,85. L'altezza H_0 corrispondente alla distanza della base dalla sezione di “momento nullo” (Fig. 1-15).

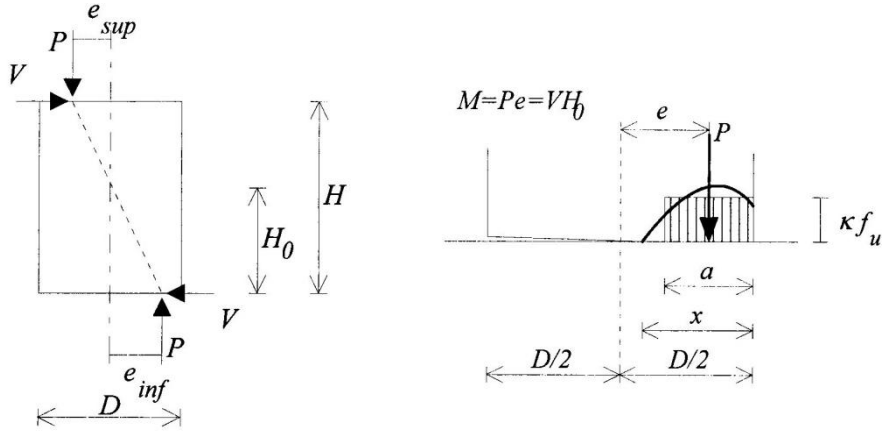


Figura 1-15: Calcolo semplificato della resistenza a pressoflessione

Se si suppone la muratura infinitamente resistente a compressione la (1.15) si trasforma nella condizione di ribaltamento di un blocco rigido:

$$V_{max} H_0 = \frac{PD}{2} \quad (1.16)$$

Nella sezione in cui viene raggiunto il momento ultimo viene introdotta una cerniera plastica (con ipotesi di comportamento perfettamente plastico).

– **Rottura per taglio con fessurazione diagonale**

Avviene quando il taglio V nel maschio raggiunge il valore ultimo V_u inteso come il minore fra due valori associati rispettivamente alla fessurazione diagonale per cedimento dei giunti di malta, la cui tensione tangenziale limite è τ_{ws} , e alla fessurazione diagonale per rottura dei conci, la cui tensione tangenziale limite è τ_b .

Si pone $V_u = 0,9V_{max}$ con V_{max} espresso dalle relazioni:

$$V_{max} = Dt\tau_u \quad (1.17)$$

con $\tau_u = \min(\tau_{ws}, \tau_b)$

$$\tau_{ws} = \frac{c + \mu p}{1 + \alpha_v} \quad (1.17 a)$$

$$\tau_b = \frac{f_{bt}}{2,3(1 + \alpha_v)} \sqrt{1 + \frac{p}{f_{bt}}} \quad (1.17 b)$$

La relazione (1.17 a) corrisponde alla fessurazione diagonale per cedimento dei giunti di malta, c e μ sono i parametri di resistenza (coesione ed attrito), $p = P/Dt$ la compressione media e $\alpha_v = \frac{M}{VD}$ il rapporto di taglio. La relazione (1.17 b) corrisponde alla fessurazione diagonale per rottura dei mattoni, in cui f_{bt} è la resistenza a trazione dei mattoni.

Si sottolinea come questo tipo di formulazione sia stato sviluppato per una muratura in mattoni caratterizzata da tessitura e giunti regolari e possa non essere appropriato per murature irregolari. In questo secondo caso, il ricorso al criterio di Turnšek e Cacovic (1971) espresso dalla (1.18) è ancora una scelta accettabile per le applicazioni, in alternativa alla (1.17).

Nei primi anni Settanta Turnšek e Cacovic ipotizzarono che la rottura per taglio con fessurazione diagonale avvenga quando lo sforzo principale (macroscopico) di trazione raggiunge un valore limite f_{tu} , assunto come resistenza a trazione convenzionale della muratura. Si assume quindi che, relativamente allo stato limite di rottura per taglio con fessurazione diagonale, l'anisotropia della muratura possa essere trascurata, con il notevole vantaggio di utilizzare un singolo parametro di resistenza (f_{tu} per l'appunto).

Supponendo in prima istanza che il pannello sia sufficientemente snello da poter essere assimilato ad un solido di De Saint Venant, il criterio si traduce nella seguente espressione della resistenza a taglio:

$$V_u = \frac{f_{tu}Dt}{b} \sqrt{1 + \frac{p}{f_{tu}}} \quad (1.18)$$

con $b=1.5$. Successivamente, per applicare la (1.18) anche a pannelli tozzi fu proposto di utilizzare valori di b variabili con il rapporto di forma H/D del pannello (Turnšek e Sheppard, 1978). Un criterio approssimato è stato proposto da Benedetti e Tomazevic (1984) con $b = 1.5$ per $H/D \geq 1.5$, $b = 1$ per $H/D \leq 1.5$, e $b = H/D$ per $1 < b < 1.5$. Questa formulazione, che è stata utilizzata nei metodi POR e derivati, riproduce in maniera sufficientemente accurata la dipendenza della resistenza a taglio dal carico

assiale su pannelli soggetti a prove di taglio in cui viene mantenuto il parallelismo delle basi superiore e inferiore del pannello, cioè con condizioni di vincolo di doppio incastro rotazionale, a cui corrisponde idealmente la condizione $M_{sup} \cong M_{inf}$.

Nel caso di rottura per taglio, si suppone che nell'elemento abbiano luogo deformazioni taglianti plastiche come illustrato in Fig. 1.11, in cui viene posto un limite alla deformazione angolare $\theta = \phi + \gamma$ (chord rotation), oltre il quale la resistenza si annulla. La deformazione angolare θ è espressa come somma della deformazione flessionale ϕ e di quella a taglio γ (Fig. 1.16).

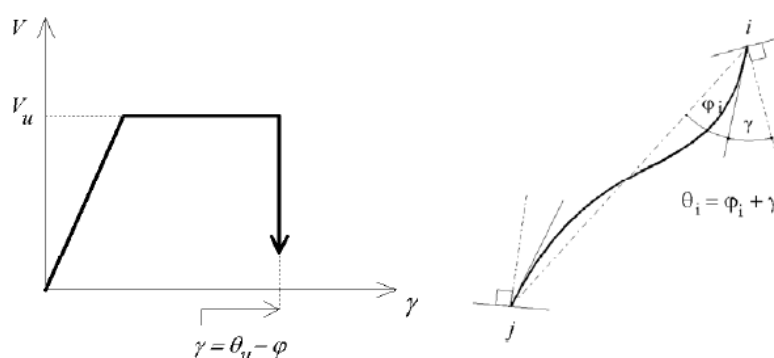


Figura 1-16: Comportamento anelastico del maschio nel caso di rottura per taglio e deformazioni angolari pertinenti ad un estremo dell'elemento

– Rottura per taglio scorrimento

Si assume che la rottura del maschio per scorrimento avvenga lungo un letto di malta in corrispondenza di una delle sezioni estreme i' o j' della parte deformabile.

Il criterio di rottura è espresso dall'equazione (1.19), applicato a ciascuna delle sezioni estreme.

In questo caso la resistenza a taglio della muratura viene espressa nella forma di Mohr-Coulomb:

$$\tau = c + \mu p$$

Dunque la resistenza a taglio della muratura è espressa come resistenza a taglio unitaria moltiplicata per l'area reagente del muro (zona compressa calcolata nell'ipotesi di materiale non reagente a trazione).

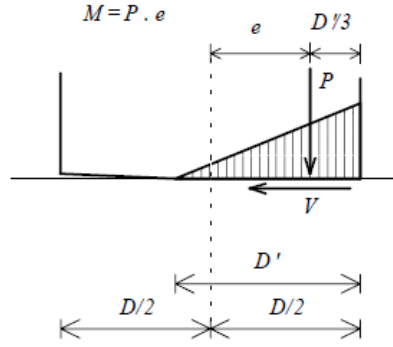


Figura 1-17: Ipotesi per il calcolo della lunghezza reagente nel caso di compressione eccentrica.

Nel calcolo della resistenza a taglio unitaria si sostituisce allo sforzo normale p la compressione media della zona reagente. Posta quindi D' la lunghezza della zona reagente di una sezione soggetta ad una azione assiale P con eccentricità $e > D/6$, si ha che, nell'ipotesi di distribuzione lineare delle compressioni (Fig. 1.17), vale la relazione:

$$D' = \beta D = 3 \left(\frac{1}{2} - \frac{V}{P} \alpha_V \right) D = 3 \left(\frac{1}{2} - \frac{V H_0}{P D} \right) D$$

In cui si introduce il rapporto di taglio $\alpha_V = \frac{M}{V D}$, con $M = P e$. Quindi la resistenza a taglio può essere calcolata come:

$$V_u = \beta D t \left(c + \mu \frac{p}{\beta} \right) \quad (1.19)$$

La deformazione anelastica associata alla rottura per scorrimento viene modellata in maniera analoga alla rottura per fessurazione diagonale, con una deformazione a taglio plastica che si sviluppa come riportato in Fig. 1.16.

I criteri di rottura sono formulati in modo tale per cui all'annullarsi della compressione verticale si annulla sia la resistenza a flessione che la resistenza allo scorrimento. In aggiunta a ciò, si suppone anche che la rigidità assiale del maschio si annulli in caso di deformazione di trazione, per cui l'azione assiale può assumere solo valori positivi (se di compressione) o nulli. Il maschio con azione assiale nulla risulterà quindi completamente scarico da ogni tipo di sollecitazione.

ELEMENTO FASCIA

L'elemento fascia è formulato in maniera analoga all'elemento maschio, ma con alcune differenze. Vengono mantenuti gli offset rigidi, individuando quindi una lunghezza efficace dell'elemento. Nel caso di aperture allineate verticalmente (Fig.

1.18 a) le analisi comparative finora svolte indicano che si ottengono buoni risultati assegnando una lunghezza efficace pari alla luce libera delle aperture. Con aperture non allineate verticalmente si può pensare di assumere una lunghezza efficace come indicato in Fig. 1.18 b. Per l'elemento fascia si distinguono due possibili meccanismi di rottura: per pressoflessione e per taglio.

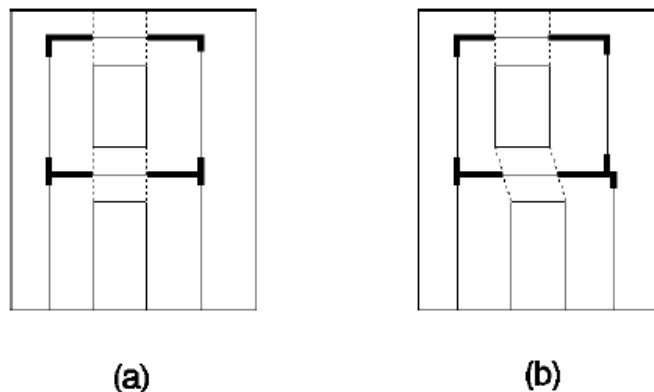


Figura 1-18: Definizione della lunghezza efficace delle fasce

– **Rottura per pressoflessione**

Il momento limite è espresso come nell'elemento maschio.

La compressione a cui sono soggette le fasce in direzione parallele all'asse è solitamente bassa, se non nulla. È pertanto molto importante l'esistenza di elementi resistenti a trazione, come catene o cordoli di irrigidimento, disposti al livello delle fasce, che aumentano la resistenza a flessione e permettono l'innescarsi del meccanismo a puntone inclinato, analogamente a quanto accade per i maschi murari, che garantisce l'accoppiamento dei montanti.

Nella sezione in cui viene raggiunto il momento ultimo viene introdotta una cerniera plastica (con ipotesi di comportamento perfettamente plastico).

– **Rottura per taglio**

La resistenza a taglio della fascia viene espressa con criteri simili a quelli utilizzati per l'elemento maschio, tenendo conto però della diversa giacitura dei letti di malta rispetto alla linea d'asse dell'elemento e considerando che la compressione normale ai letti di malta al di sotto delle aperture è praticamente nulla.

Al fine di tener conto della possibilità di un comportamento maggiormente fragile delle fasce, la deformazione anelastica associata alla rottura per taglio prevede una deformazione plastica a taglio costante a cui segue un degrado di resistenza ad un valore αV_u , una volta superato un valore limite di deformazione angolare γ_l (Fig. 1.19)

A tale degrado segue poi l'annullamento del taglio resistente per deformazioni angolari superiori al limite γ_2 .

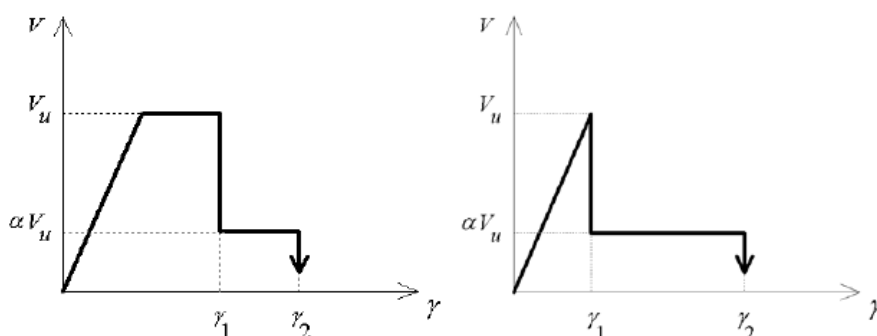


Figura 1-19: Modelli di comportamento delle fasce; il primo elasto-plasto-fragile, il secondo elasto-fragile

La possibilità di assegnare in ingresso i valori dei parametri α , γ_1 , γ_2 , consente di riprodurre comportamenti marcatamente fragili, ottenibili ad esempio facendo coincidere γ_1 con il limite elastico (Fig. 1.19), oppure più duttili e simili quindi al comportamento dei maschi, ponendo $\alpha=1$.

1.2.3 CRITICITA' NELLA MODELLAZIONE DELLA MURATURA

Mentre le procedure di calcolo relative alla valutazione del comportamento fuori piano degli edifici in muratura sono piuttosto semplici quelle relative alla valutazione del comportamento sismico globale sono complesse e richiedono necessariamente l'utilizzo di specifici software.

Allo stato attuale i programmi di calcolo analizzano il comportamento globale dell'edificio adottando solo raramente una modellazione molto discretizzata con elementi finiti bidimensionali e molto più spesso una modellazione "semplificata" a macroelementi. In quest'ultimo caso la maggior parte dei software considera macroelementi costituiti da elementi asta schematizzando le pareti murarie a telaio equivalente, così come consigliato dalle NTC08.

Analizzando le problematiche connesse alla modellazione a telaio equivalente si osserva che un problema rilevante è l'individuazione dello schema di telaio adeguato a ciascuna parete, in grado cioè di fornire una risposta abbastanza corrispondente a quella reale. Nella maggior parte dei casi, infatti gli edifici in muratura esistenti sono costituiti da pareti murarie caratterizzate da configurazioni geometriche piuttosto complesse connesse alla disposizione non regolare delle aperture. Può accadere ad esempio che alcuni maschi murari si suddividono in più maschi o si riuniscono in un solo maschio murario ai piani superiori (Fig.1-20). In tali casi, le schematizzazioni

delle pareti sono spesso effettuate con modelli nei quali un singolo maschio murario viene suddiviso in due o più ritti connessi da un traverso rigido. Tale modellazione restituisce l'effettiva rigidezza tagliante del maschio, ma non quella flessionale, influenzando così sia la distribuzione delle sollecitazioni che il periodo di vibrazione della struttura. Inoltre la divisione di un maschio in più ritti può portare in fase di verifica alla condizione anomala per cui per lo stesso maschio murario possono essere presenti porzioni di maschio verificate ed altre non verificate (Fig.1-20). Per ovviare a tale problema è necessario o modellare ogni singolo maschio murario con un sola asta oppure dividere il maschio murario in più ritti che siano globalmente equivalenti ad esso (in termini di deformazione tagliante e rigidezza flessionale), considerando poi in fase di verifica la somma delle sollecitazioni agenti sui singoli elementi.

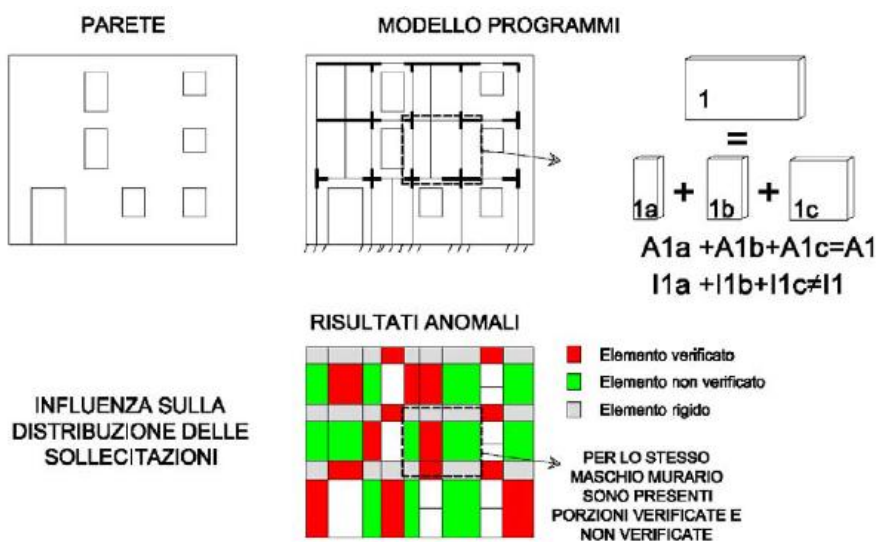


Figura 1-20: Problemi della modellazione a telaio di una parete

Un'altra criticità connessa alla modellazione a telaio è l'estensione del tratto rigido da assegnare al pannello di nodo (dato dall'intersezione tra i maschi e le fasce di piano), dalla quale dipende ovviamente l'altezza efficace dei maschi murari e delle fasce, che influenza sia la distribuzione delle sollecitazioni che la deformabilità della struttura. Anche tale operazione è piuttosto complessa nel caso di edifici esistenti, dove le aperture sono disallineate tra loro sia in orizzontale che in verticale. Alcuni programmi per determinare l'altezza efficace dei maschi si riferiscono al criterio riportato in Dolce, 1989; altri adottano criteri differenti non supportati da studi teorici; altri ancora non ne fanno alcun cenno né nei manuali né nella relazione di sintesi fornita in automatico dai programmi. Inoltre, quasi nessun programma indica in che modo viene

valutata la lunghezza efficace delle fasce di piano, molto probabilmente anche perché non esistono studi teorici condotti in tal senso.

La modellazione ad elementi finiti bidimensionali permette almeno apparentemente una migliore schematizzazione della parete muraria, ma anche essa può restituire un comportamento molto diverso da quello effettivo. Infatti da tale modellazione si ottengono valori puntuali dello stato tensionale, molto influenzati dalla discretizzazione ad elementi finiti.

Nel caso di analisi non lineari su modelli ad elementi finiti bidimensionali viene assegnato al materiale muratura un legame costitutivo non lineare. Tale tipo di modellazione è piuttosto complessa, richiede un gravoso onere computazionale ed è fortemente condizionata da problemi numerici conducendo spesso alla sottostima della capacità sismica della struttura. Spesso le curve push-over ottenute sono in realtà delle rette, indicando che l'analisi non è riuscita a cogliere né il comportamento non lineare della struttura né molto probabilmente la resistenza massima della stessa. Inoltre in molti casi a tali curve corrispondono valori di PGA prossimi allo zero e quindi poco verosimili.

È necessario evidenziare ancora che le NTC08 non forniscono indicazioni sul legame costitutivo non lineare da adottare per il materiale muratura e per di più richiedono verifiche sugli elementi strutturali svolte in termini di caratteristiche della sollecitazione e non di tensioni puntuali. Pertanto l'analisi statica non lineare su un modello ad elementi finiti bidimensionali di materiale non resistente a trazione, almeno allo stato attuale, non sembra ancora uno strumento sufficientemente affidabile. Diverso è il caso di strutture di tipo speciale di notevole pregio architettonico, per le quali è opportuno, da parte di esperti, approfondire le analisi con strumenti sofisticati che affianchino quelli ordinari, superando anche le prescrizioni normative.

Un'altra questione è quella della modellazione delle fasce (in particolare nell'ambito di una schematizzazione a telaio equivalente) e della loro verifica. A tal riguardo le NTC08 (al par. 7.8.1.5.2) prescrivono che è possibile considerare le fasce come travi di accoppiamento solo se esse siano sorrette da un cordolo di piano o da un architrave resistente a flessione efficacemente ammortato all'estremità, e che comunque in tal caso è sempre necessario effettuare le verifiche di resistenza di tali elementi. Nella maggior parte dei casi, invece, pur considerando le fasce efficaci nel modello, non vengono effettuate le verifiche di tali elementi considerandole, quindi, infinitamente resistenti. Inoltre alcuni programmi di calcolo modellano le fasce non solo come

elementi infinitamente resistenti ma anche come infinitamente rigidi, effettuando un'analisi per piano. Nei modelli in cui non si tiene conto dell'effettiva resistenza e rigidità delle fasce di piano si determina per effetto delle forze sismiche una diversa distribuzione dei momenti flettenti e dello sforzo normale rispetto all'effettivo schema. Tale variazione di sforzo normale incide notevolmente sulla capacità resistente dei maschi murari (in particolare nel caso di pareti snelle), dato che sia nel caso di rottura per scorrimento orizzontale che per trazione diagonale lo sforzo normale agente sul maschio murario fornisce un contributo determinante per la sua resistenza a taglio. Tale aspetto è ancora più evidente in un'analisi per piano (tipo POR), dove difficilmente si tiene conto delle variazioni di azioni assiali nei maschi determinando così in alcuni casi anche una sovrastima della capacità sismica della struttura. Infatti non considerare la decompressione generata sui ritti estremi del telaio per effetto delle forze sismiche può portare ad una sottostima della resistenza a taglio dei maschi murari. Inoltre, numerosi studi condotti negli ultimi anni hanno evidenziato che la capacità sismica della parete muraria varia notevolmente in relazione alla resistenza e alla deformabilità della fascia di piano. A tal proposito si osservi comunque che la stessa normativa non dà indicazioni complete sulla modellazione delle fasce di piano, fornendo per la resistenza solo formulazioni relative ad una delle configurazioni che può assumere la fascia all'interno di una parete muraria e non dando nessuna indicazione sulla loro capacità deformativa.

In alcuni dei programmi presi in esame accade che le verifiche di resistenza sulle fasce di piano non vengano effettuate perché esse risultano già non soddisfatte per carichi verticali e quindi non si riesce ad eseguire la successiva analisi push-over. Ciò è dovuto al fatto che le verifiche sulle fasce sono condotte adottando le formulazioni riportate dalla norma che si riferiscono ai meccanismi che si generano all'interno della fascia di piano per effetto delle forze sismiche; tali formulazioni, invece, non sono adatte a descrivere il comportamento delle fasce per effetto dei soli carichi verticali. In questo caso le forze sono riportate ai maschi murari o attraverso un comportamento ad arco se prive di piattabande o attraverso l'azione della piattabanda in acciaio o in c.a. se essa è presente. Un espediente per ovviare a tale problema potrebbe essere quello di considerare i carichi verticali agenti sulla fascia con due forze concentrate applicate all'estremità della stessa.

Un altro aspetto critico è la modellazione della rigidità dell'impalcato nel proprio piano. Infatti nel costruito storico si riscontrano generalmente volte, solai in legno o in travi di ferro e tavelloni, difficilmente considerabili come impalcato rigidi. La maggior

parte dei programmi permettono di considerare gli impalcati sia infinitamente deformabili che infinitamente rigidi; solo alcuni consentono di valutare l'effettiva rigidità dell'impalcato inserendo gli elementi strutturali di cui esso è costituito. Però allo stato attuale sembra opportuno valutare la capacità sismica della struttura considerando sia l'impalcato deformabile che l'impalcato rigido, che rappresentano i due limiti estremi della fascia di comportamento meccanico in cui necessariamente è compresa la risposta effettiva della struttura. Tale approccio è però piuttosto oneroso e difficilmente viene effettuato.

Una delle criticità connesse alla scelta dell'impalcato flessibile è l'individuazione del punto di controllo, necessario nel caso di analisi non lineari per diagrammare la curva di push-over. Infatti la scelta di tale punto può modificare notevolmente la curva di capacità dell'edificio e quindi anche la PGA risultante. In realtà nel caso di impalcato infinitamente deformabile sarebbe possibile ovviare a tali problemi, non essendo necessaria la definizione del punto di controllo dell'intero edificio; infatti in tal caso le pareti hanno un comportamento meccanico tra loro indipendente e pertanto possono essere considerate separatamente, ognuna con il proprio punto di controllo (individuato sulla parete stessa), la curva di capacità e la corrispondente PGA. In tal caso la capacità sismica della struttura sarà determinata dalla parete più "debole" (con PGA più bassa).

Le criticità derivanti dall'uso dei software di calcolo nel rispetto delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni costituiscono un tema complesso che necessita sviluppi e approfondimenti che vanno oltre il presente lavoro di tesi.

1.3 ANALISI

L'analisi delle strutture soggette ad azione sismica può essere lineare o non lineare, statica o dinamica.

L'analisi lineare può essere utilizzata sia per sistemi dissipativi che non dissipativi. Nel caso di sistemi dissipativi le azioni sono calcolate sulla base di uno spettro di progetto che è ottenuto scalando il relativo spettro elastico per un dato valore di q maggiore di 1. Il calcolo del valore q dipende da vari parametri quali il livello di duttilità attesa, la tipologia strutturale, il rapporto α_u/α_1 , dalla regolarità in pianta e da quella in altezza.

L'analisi non lineare è utilizzata per sistemi dissipativi. Le non linearità di cui tiene conto sono quelle geometriche e quelle del materiale. Se significative, i legami costitutivi devono tener conto della perdita di resistenza e della resistenza residua.

La differenza tra un tipo di analisi statica o dinamica, sta nel fatto che nel primo caso l'equilibrio è trattato staticamente, mentre nel secondo dinamicamente.

1.3.1 ANALISI STATICA LINEARE

L'analisi statica lineare consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni che rispettino i requisiti specifici riportati nei paragrafi successivi, a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T_1) non superi $2,5 T_c$ o T_D e che la costruzione sia regolare in altezza.

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza, T_1 può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = C_1 H^{3/4}$$

dove H è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e C_1 vale 0,085 per costruzioni con struttura a telaio in acciaio, 0,075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato e 0,050 per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura.

L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = \frac{F_h \cdot z_i \cdot W_i}{\sum_j z_j \cdot W_j}$$

dove:

- W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j
- z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione, delle masse i e j
- $F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \frac{\lambda}{g}$ è la formula semplificata per il taglio alla base
- $S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di progetto, calcolata in funzione del periodo T_1
- λ è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se $T_1 < 2T_C$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi
- W è il peso complessivo della costruzione

Per gli edifici, se le rigidezze laterali e le masse sono distribuite simmetricamente in pianta, gli effetti torsionali accidentali possono essere considerati amplificando le sollecitazioni su ogni elemento resistente, attraverso il fattore δ risultante dalla seguente espressione:

$$\delta = 1 + \frac{0,6x}{L_e}$$

dove:

- x è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico di piano, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata;
- L_e è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo.

Gli spostamenti d_e della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_e = \pm \mu_d d_{Ee}$$

dove:

$$\mu_d = q \quad \text{se } T_1 \geq T_C$$

$$\mu_d = 1 + (q - 1) \frac{T_C}{T_1} \quad \text{se } T_1 < T_C$$

1.3.2 ANALISI DINAMICA LINEARE

L'analisi lineare dinamica, così come presentata nelle NTC, è condotta secondo tre passaggi fondamentali:

- determinazione dei modi di vibrare “naturali” della costruzione (analisi modale);
- calcolo degli effetti dell’azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- combinazione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare.

L’analisi modale consiste nella soluzione delle equazioni del moto della costruzione, considerata elastica, in condizioni di oscillazioni libere (assenza di forzante esterna) e nella individuazione di particolari configurazioni deformate che costituiscono i modi naturali di vibrare di una costruzione. Questi modi di vibrare sono una caratteristica propria della struttura, in quanto sono individuati in assenza di alcuna forzante, e sono caratterizzate da un periodo proprio di oscillazione T , da uno smorzamento convenzionale ξ , caratteristiche proprie degli oscillatori elementari (sistemi dinamici ad un grado di libertà), nonché da una forma. Tranne che per casi particolari, quali quelli per esempio di costruzioni dotate di sistemi di isolamento e di dissipazione, si assume che i modi di vibrare abbiano tutti lo stesso valore dello smorzamento convenzionale ξ pari al 5%.

Qualunque configurazione deformata di una costruzione, e quindi anche il suo stato di sollecitazione, può essere ottenuta come combinazione di deformate elementari, ciascuna con la forma di un modo di vibrare. Ovviamente, in funzione dell’azione che agisce sulla costruzione, alcuni modi di vibrare avranno parte più significativa di altri nella descrizione della conseguente configurazione deformata. La massa partecipante di un modo di vibrare esprime la quota parte delle forze sismiche di trascinamento, e quindi dei relativi effetti, che il singolo modo è in grado di descrivere. Per poter cogliere con sufficiente approssimazione gli effetti dell’azione sismica sulla costruzione, è opportuno considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all’85%, trascurando solo i modi di vibrare meno significativi in termini di massa partecipante.

L’utilizzo dello spettro di risposta consente di calcolare gli effetti massimi del terremoto sulla costruzione associati a ciascun modo di vibrare. Poiché durante il terremoto, tuttavia, gli effetti massimi associati ad un modo di vibrare non si verificano generalmente nello stesso istante in cui sono massimi quelli associati ad un altro modo di vibrare, tali effetti non possono essere combinati tra di loro mediante una semplice somma ma con specifiche regole di combinazione, di natura probabilistica, che tengono conto di questo sfasamento temporale.

Se il periodo di vibrazione di ciascun modo differisce di almeno il 10% da quello di tutti gli altri, la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi può essere effettuata valutando la combinazione come radice quadrata della somma dei quadrati (SRSS) degli effetti relativi a ciascun modo, secondo l'espressione:

$$E = \sqrt{\sum_i E_i^2}$$

con E valore combinato dell'effetto ed E_i valore dell'effetto relativo al modo i.

Tale regola deriva dall'ipotesi che i contributi massimi dei singoli modi non siano correlati e non si verifichino contemporaneamente. La possibilità che i massimi contributi modali siano correlati può essere tenuta in conto attraverso la combinazione quadratica completa (CQC):

$$E = \sqrt{\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

con:

- E_i, E_j i valori degli effetti relativi ai modi i, j, rispettivamente;
- ρ_{ij} il coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j. Tale coefficiente è funzione dello smorzamento ξ viscoso dei modi i e j, e di $\beta_{ij} = \frac{T_j}{T_i}$, rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i-j di modi.

1.3.3 ANALISI STATICA NON LINEARE

Si è visto come la legge di comportamento meccanico degli elementi murari non sia lineare. La crisi per taglio o per flessione può invalidare la resistenza di un elemento, delegando ad altri elementi ancora resistenti la capacità di sostenere l'azione sismica. Non reagendo a trazione nella muratura si potrebbero di colpo annullare le rigidezze e resistenze di elementi che siano soggetti, nel corso dell'evento sismico, a deformazioni di trazione.

Ne consegue che le analisi lineari necessariamente non colgono la capacità resistente della struttura. Oltretutto, i risultati ottenuti possono essere veramente scarsi: è sufficiente che un piccolo elemento sia non verificato, per abbassare di fatto il livello di azione sismica sostenibile dall'edificio, la cui resistenza deve essere, nel contesto lineare, identificata con quella della sua parte più debole.

Per tali motivi, la muratura viene studiata appropriatamente solo con l'analisi non lineare.

1.3.3.1 DESCRIZIONE

L'analisi di spinta, comunemente detta pushover, è una procedura statica non lineare impiegata per determinare il comportamento di una struttura a fronte di una determinata azione (forza o spostamento) applicata.

Essa consiste nello “spingere” la struttura fino a che questa collassa o un parametro di controllo di deformazione non raggiunge un valore limite prefissato; la “spinta” si ottiene applicando in modo incrementale monotono un profilo di forze o di spostamenti prestabilito.

In sostanza l'analisi di spinta è una tecnica di soluzione incrementale - iterativa delle equazioni di equilibrio statico della struttura in cui la forzante è rappresentata dal sistema di spostamenti o forze applicato.

L'analisi di spinta consente di definire un legame scalare forza-spostamento caratteristico del sistema studiato, detto curva di capacità, che permette di ricondurre la ricerca dello spostamento massimo di un sistema soggetto ad una certa azione esterna a quella di un sistema SDOF equivalente.

L'applicazione dell'analisi non lineare statica ad una struttura a molti gradi di libertà MDOF deve seguire i seguenti passi:

- definizione di uno spettro di risposta compatibile con l'azione sismica attesa nel sito;
- definizione del modello matematico MDOF della struttura e delle relative non linearità;
- esecuzione dell'analisi pushover;
- definizione del sistema ad un singolo grado di libertà SDOF equivalente;
- definizione del criterio per considerare gli effetti del comportamento ciclico della struttura;
- determinazione della risposta del sistema SDOF equivalente;
- conversione della risposta del sistema SDOF in quella del sistema MDOF;
- definizione dell'obiettivo prestazionale: stati limite corrispondenti ad un evento sismico di data intensità;
- verifica dell'accettabilità della risposta globale e locale.

Nel caso di **sistemi SDOF** l'analisi di spinta è particolarmente intuitiva.

L'idealizzazione comune di un sistema a singolo grado di libertà è quella di una massa m sostenuta da un elemento con rigidezza k e privo di massa, che è collegato al suolo.

L'unico parametro identificativo della configurazione del sistema è quindi lo spostamento relativo della massa rispetto al suolo.

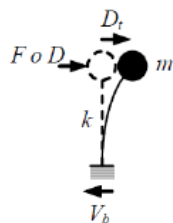


Figura 1-21: Schematizzazione di un sistema ad un grado di libertà (SDOF)

L'analisi consiste nell'applicare un sistema di spostamento D oppure di forze F , con intensità monotona crescente tramite i coefficienti α e β che variano da 0 ad un valore variabile finale.

$$D = \alpha d$$

$$F = \beta f$$

con d e f fissati arbitrariamente.

Se la forzante applicata è D , ad ogni valore di α corrisponde un valore di taglio alla base V_b ; se invece la forzante applicata è F , ad ogni valore di β corrisponde un valore di spostamento della massa D_t . Comunque in ambedue i casi è possibile disegnare la curva di capacità del sistema, $V_b - D$, oppure $F - D_t$.

L'idealizzazione di **sistemi a più gradi libertà MDOF** è quella di un sistema complesso costituito da vari sistemi SDOF sovrapposti l'uno sull'altro. Con questa schematizzazione è possibile modellare edifici multipiano come quello della figura successiva assegnando una massa m_i per ogni piano, e definendo le rigidità k_j equivalenti che caratterizzeranno i tratti di collegamento tra le varie masse.

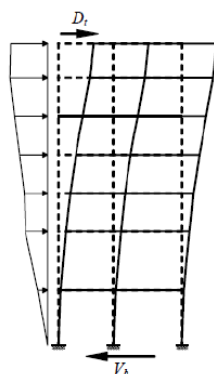


Figura 1-22: Applicazione dell'analisi di spinta ad un telaio

I parametri utilizzati solitamente per la realizzazione della curva di capacità sono il taglio alla base V_b , e lo spostamento della massa di sommità, rappresentante lo

spostamento del piano a quota più elevata D_i (non in tutti i casi però è il parametro caratteristico del sistema).

A differenza del caso di SDOF, la forzante è costituita da un profilo di spostamenti o forze

$$D=(D_1 D_2 \dots D_i \dots D_n)_T \qquad F=(F_1 F_2 \dots F_i \dots F_n)_T$$

che possono essere definite da un vettore di forma d o f moltiplicato per un fattore di scala α o β :

$$D = \alpha d \qquad F = \beta f$$

dove $d=(d_1 d_2 \dots d_i \dots d_n)$ e $D_i=\alpha d_i$ è lo spostamento della massa i -esima, oppure $f=(f_1 f_2 \dots f_i \dots f_n)$ e $F_i=\beta f_i$ è la forza applicata alla massa i -esima.

Considerando che l'obiettivo è di simulare la risposta dinamica della struttura, sorge la questione se l'analisi di spinta debba essere condotta applicando una sistema di spostamenti o di forze. Se la struttura avesse un comportamento elastico lineare i due approcci condurrebbero agli stessi risultati ma la presenza di effetti anelastici comporta una sensibile differenza tra le due alternative.

Concettualmente l'analisi dinamica viene condotta con le forze inerziali per cui l'analisi di spinta a forze imposte sembrerebbe più appropriata ma, in un'analisi dinamica, perfino quando un modo è dominante, l'andamento delle forze di piano non rimane inalterata (ossia non variano proporzionalmente ad un fattore costante), per cui applicare una distribuzione di forze costante non è comunque esatto; inoltre possono sorgere difficoltà nel condurre analisi anelastiche stabili con controllo in forze, poiché queste non sono in grado di cogliere un eventuale comportamento softening della struttura né di seguire accuratamente risposte associate a rigidità molto piccole, per cui può essere preferibile eseguire analisi a spostamenti controllati. Di contro, lavorando a spostamenti imposti, si vincola la deformata della struttura, per cui si rischia di conseguire campi di forze completamente errati rispetto a quelli attesi in una struttura "libera" di deformarsi a fronte dell'evento sismico e quindi a risultati seriamente fuorvianti.

CURVA DI CAPACITÀ

Il risultato immediato di un'analisi pushover è la definizione della *curva di capacità* della struttura, ossia della relazione che lega il taglio alla base V_b e lo spostamento del punto di controllo (di solito in sommità). Essa rappresenta la capacità del sistema di fronteggiare una certa azione esterna.

Di solito tutte le curve hanno in comune un tratto iniziale elastico, e quindi rettilineo, con inclinazione che varia a secondo della rigidezza iniziale del sistema. Al raggiungimento della soglia di snervamento del sistema i comportamenti principali non lineari possibili sono sostanzialmente tre: non lineare incrudente (*i*), non lineare perfettamente plastico (*p*) e non lineare degradante (*d*). Questo vale sia nel caso di SDOF che nel caso di MDOF.

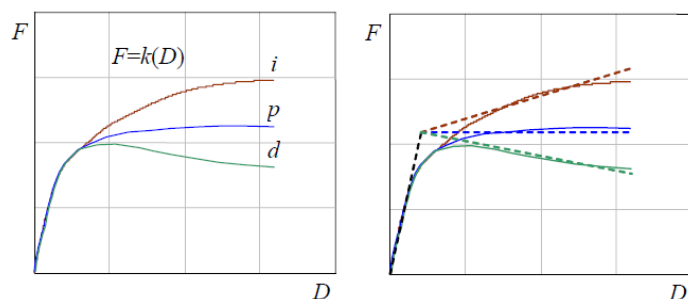


Figura 1-23: Curva di capacità di un sistema reale e linearizzazione bilineare

La capacità della struttura dipende dalle caratteristiche di resistenza e deformazione dei singoli componenti resistenti di cui è composta, ed è indipendente da qualsiasi richiesta sismica, infatti non si fa riferimento alcuno all'azione sismica.

Quando si intende analizzare la risposta di strutture reali, si può ulteriormente semplificare il problema linearizzando a tratti la risposta del sistema, e quindi la sua curva di capacità, adottando approssimazioni bilineari o trilineari come in figura 1-18.

PROFILI DI CARICO

I profili di carico hanno lo scopo di rappresentare la distribuzione delle forze inerziali indotte da un'azione esterna, di solito sismica nei casi che ci competono. Questa distribuzione varia con il tempo e con l'intensità dell'azione sollecitante, quindi l'accuratezza della soluzione è influenzata dal tipo di profilo di carico scelto.

Si possono distinguere essenzialmente due tipi di profili di carico: quelli *fissi* o invarianti e quelli *adattivi*. Quelli fissi non modificano la propria distribuzione durante il corso dell'analisi, mentre quelli adattivi sì.

Quando una struttura plasticizza, l'impiego di profili di carico fissi conduce a valutazioni della risposta della struttura ancor più approssimate sebbene tale approssimazione sia ancora buona per strutture basse o medio alte in cui gli effetti dei modi alti sono probabilmente minimi e la plasticizzazione ben distribuita in altezza.

Comunque nessun profilo di carico fisso è in grado di tenere conto della ridistribuzione delle forze inerziali dovuta alla plasticizzazione e di seguire le

variazioni delle proprietà vibrazionali della struttura. Per superare tali limiti, numerosi ricercatori hanno proposto distribuzioni di carico adattive che cercano di seguire meglio le distribuzioni di forze inerziali che variano nel tempo. Dato che in strutture alte ed irregolari, la deformata della struttura e la distribuzione di forze inerziali possono discostarsi dalla forma del primo modo, sono stati fatti tentativi per considerare nell'analisi di spinta anche i modi di vibrare superiori.

Nel seguito verrà illustrato nello specifico il profilo di carico fisso perché è quello utilizzato per le analisi svolte e descritte nei capitoli successivi.

Il generico profilo di **carico fisso** può essere descritto con la seguente relazione:

$$F = \Psi \lambda(t)$$

dove:

- Ψ è un vettore di forma costante che definisce l'andamento in altezza delle forze inerziali;
- λ è un fattore moltiplicativo che definisce l'ampiezza delle forze applicate in funzione del passo t dell'analisi.

Nei casi più comuni di edifici bassi, abbastanza regolari e caratterizzati principalmente dal primo modo di vibrare è necessario eseguire l'analisi utilizzando due profili di carico fissi: il *profilo di carico uniforme* e il *profilo di carico unimodale di primo modo*.

Il profilo di carico uniforme è caratterizzato da forze di piano proporzionali alle masse di piano, ed esalta le richieste nei piani più bassi rispetto a quelle nei piani alti; accresce l'importanza delle forze di taglio di piano rispetto ai momenti ribaltanti.

$$\Psi = \text{diag}(M) \text{ ossia } \Psi_i = m_i$$

Questa distribuzione di forze è ovviamente uniforme solo se tutte le masse di piano sono uguali.

Il profilo di carico unimodale di primo modo tiene conto della differente distribuzione di forze d'inerzia dovuta alla forma della deformata del primo modo di vibrare caratteristico della struttura, quindi il vettore di forma è definito così:

$$\Psi = M \Phi_1 \text{ ossia } \Psi_i = m_i \Phi_{1i}$$

dove:

- M è la matrice diagonale delle masse sismiche di piani;
- m_i è la massa sismica del piano i -esimo;
- Φ_1 è la prima forma modale;
- Φ_{1i} è la componente di Φ_1 al piano i -esimo.

Questa distribuzione corrisponde alle forze inerziali che si sviluppano nella struttura in campo elastico.

1.3.3.2 APPLICAZIONE

Quanto detto finora viene applicato nella pratica facendo riferimento a quanto riportato al punto 7.3.4.1 della normativa italiana.

In particolare è prescritto che l'analisi statica non lineare è utilizzabile solo per costruzioni il cui comportamento sotto la componente del terremoto considerata è governato da un modo di vibrare naturale principale, caratterizzato da una significativa partecipazione di massa.

I profili di carico considerati dalla normativa vengono suddivisi in due gruppi e occorre considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2).

Le distribuzioni principali (Gruppo 1) sono:

- a) distribuzione proporzionale alle forze statiche, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare come distribuzione secondaria la a);
- b) distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;
- c) distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a T_c .

Le distribuzioni secondarie (Gruppo 2) sono:

- a) distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura.

Per quanto riguarda la limitazione sul valore minimo di massa partecipante, nel caso di strutture in muratura portante è possibile scendere ad un valore del 60% (cfr. § 7.8.1.5.4 della normativa) e non considerare del tutto tale limitazione nel caso si tratti di edifici in muratura esistenti (cfr. § C8.7.1.4 della Circolare).

1.3.3.3 VERIFICHE DI SICUREZZA

Per le strutture in muratura, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento.

Lo Stato Limite Ultimo in spostamento del sistema è definito nel paragrafo della Circolare applicativa C.8.1.5.4 come *spostamento corrispondente ad una riduzione della forza non superiore al 20% del massimo*.

La domanda di spostamento si trova seguendo il metodo illustrato in normativa al paragrafo 7.3.4.1 e si basa sull'ipotesi che la risposta trovata per il sistema MDOF possa essere correlata a quella di un sistema SDOF equivalente. Attraverso questa semplificazione è possibile ricavare lo spostamento massimo che il SDOF deve sopportare a fronte di uno spettro di risposta elastico, e quindi calcolato questo risalire allo spostamento massimo del sistema reale.

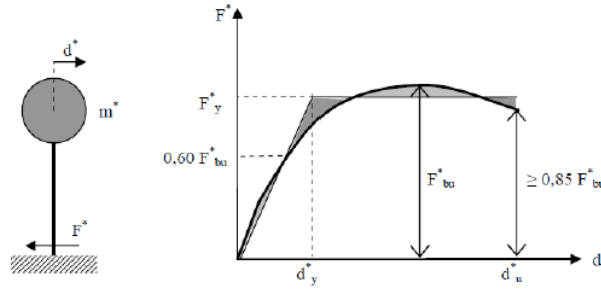


Figura 1-24: Sistema e diagramma bilineare equivalente

La forza F^* e lo spostamento d^* del sistema equivalente sono legati alle corrispondenti grandezze F_b e d_c del sistema reale dalle relazioni:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad \text{e} \quad d^* = \frac{d_c}{\Gamma}$$

dove Γ è il fattore di partecipazione modale, definito come:

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi}$$

dove:

- τ è il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata;
- φ è il modo di vibrare fondamentale del sistema reale normalizzato ponendo d_c pari a uno;
- la matrice M è la matrice di massa del sistema reale.

Alla curva di capacità del sistema equivalente occorre ora sostituire una curva bilineare avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico. Detta F_{bu} la resistenza massima del sistema strutturale reale ed F_{bu}^* la resistenza

massima del sistema equivalente, il tratto elastico si individua imponendone il passaggio per il punto $0,7 F_{bu}^*$ della curva di capacità del sistema equivalente; la forza di plasticizzazione F_y^* si individua imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per lo spostamento massimo d_u^* corrispondente ad una riduzione di resistenza minore o uguale a $0,15 F_{bu}^*$.

Il periodo elastico del sistema bilineare è dato dall'espressione:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

dove k^* è la rigidezza del tratto elastico della bilineare e $m^* = \Phi^T M \tau$.

Nel caso in cui il periodo elastico della costruzione T^* risulti maggiore di T_c la domanda in spostamento per il sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo:

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$$

Nel caso in cui $T^* < T_c$ la domanda in spostamento per il sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo e si ottiene da quest'ultima mediante l'espressione:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^*$$

dove $q^* = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*}$ rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente. Se risulta $q^* \leq 1$ allora si ha $d_{max}^* = d_{e,max}^*$.

Una volta trovata la domanda in spostamento d_{max}^* per lo stato limite in esame si moltiplica per il fattore di partecipazione modale e si verifica che:

$$d_{max} \leq d_u$$

Nei casi di muratura ordinaria in cui non sia considerato il principio della gerarchia delle resistenze la norma ci impone di controllare che:

$$q^* \leq 3$$

1.3.4 ANALISI DINAMICA NON LINEARE

L'analisi non lineare dinamica consiste nel calcolo della risposta sismica della struttura mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello non lineare della struttura e gli accelerogrammi definiti al § 3.2.3.6 delle NTC2008. Essa ha lo scopo di valutare il comportamento dinamico della struttura in campo non lineare, consentendo il confronto tra duttilità richiesta e duttilità disponibile nonché di

verificare l'integrità degli elementi strutturali nei confronti di possibili comportamenti fragili.

L'analisi dinamica non lineare deve essere confrontata con una analisi modale con spettro di risposta di progetto, al fine di controllare le differenze in termini di sollecitazioni globali alla base delle strutture.

Nel caso delle costruzioni con isolamento alla base l'analisi dinamica non lineare è obbligatoria quando il sistema d'isolamento non può essere rappresentato da un modello lineare equivalente.

2 PROGRAMMI DI CALCOLO

PREMESSA

In questo capitolo sono stati presentati in dettaglio i programmi di calcolo utilizzati, attraverso semplici esempi, impiegati come test di confronto. Per poter meglio valutare le caratteristiche di ciascun programma, e quindi anche le conseguenze delle ipotesi semplificative sui risultati, sono state svolte modellazioni di complessità crescente, a partire dal pannello singolo, fino ad arrivare alla parete con porte e finestre estesa a due piani. In questo modo è stato possibile apprezzare le differenze nei risultati in termini di periodo proprio della struttura, massa, capacità di deformazione e resistenza, derivanti dalla tipologia di macroelementi, dai diversi criteri di collasso, dalla schematizzazione globale della parete.

2.1 3MURI

2.1.1 MODELLAZIONE

Il modello di riferimento è quello a telaio equivalente.

La parete viene adeguatamente schematizzata come telaio piano, in cui vengono assemblati i macroelementi resistenti, maschi e fasce in cui si concentrano deformabilità e danneggiamento, e gli elementi rigidi.

Gli elementi *Maschio* e *Fascia* hanno resistenza e rigidezza determinate, con relativi criteri di rottura, mentre l'*Elemento rigido* è considerato infinitamente rigido e resistente.

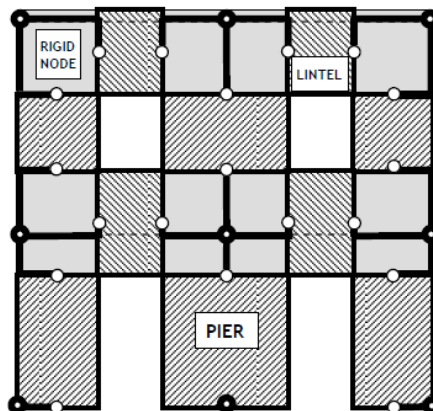


Figura 2-1: Suddivisione in macroelementi di una parete muraria

Gli elementi maschio e fascia vengono modellati tramite un *elemento trave non lineare* tale da recepire i requisiti richiesti dalle vigenti normative. Le caratteristiche principali sono:

- Rigidezza iniziale valutata in base alle caratteristiche elastiche fessurate del materiale;
- Comportamento costitutivo bilineare con valori massimi di taglio e momento coerenti con i valori limite dello stato limite ultimo;
- Degrado della rigidezza nel ramo plastico;
- Controllo di duttilità mediante la definizione di drift massimo (δ_u) differenziato in base al tipo di meccanismo di danno agente sul pannello;
- Eliminazione del contributo resistente a taglio dell'elemento, al raggiungimento dello S.L.U, con il mantenimento della sua capacità portante nei confronti della forza assiale.

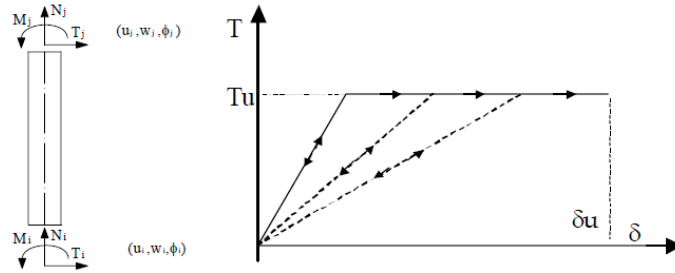


Figura 2-2: Comportamento dell'elemento trave non lineare

Il comportamento elastico di questo elemento è governato da:

$$\begin{Bmatrix} T_i \\ N_i \\ M_i \\ T_j \\ N_j \\ M_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{12EJ}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & -\frac{12EJ}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} \\ 0 & \frac{EA}{h} & 0 & 0 & 0 & -\frac{EA}{h} \\ -\frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(4+\psi)}{h(1+\psi)} & \frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(2-\psi)}{h(1+\psi)} \\ -\frac{12EJ}{h^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & \frac{12EJ}{h^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} \\ 0 & -\frac{EA}{h} & 0 & 0 & \frac{EA}{h} & 0 \\ -\frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(2-\psi)}{h(1+\psi)} & \frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(4+\psi)}{h(1+\psi)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ w_i \\ \phi_i \\ u_j \\ w_j \\ \phi_j \end{Bmatrix}$$

$$\psi = 24(1+\nu)\chi\left(\frac{\tau}{h}\right)^2 = 24\left(1+\frac{E-2G}{2G}\right)1.2\frac{b^2}{12h^2} = 1.2\frac{E}{G}\frac{b^2}{h^2}.$$

Il comportamento non lineare si attiva quando un valore di forza nodale raggiunge il suo massimo valore definito come il minimo fra i criteri di resistenza a pressoflessione, a taglio-scorrimento e a taglio-fessurazione diagonale.

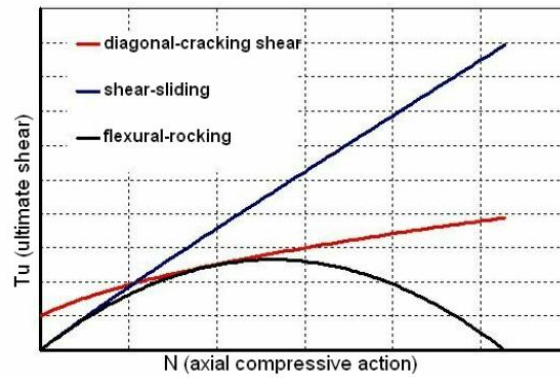


Figura 2-3: Dominio di rottura per la muratura

Muri e fasce trasmettono, ad ognuno degli elementi rigidi incidenti, le azioni lungo i tre gradi di libertà del piano, due traslazioni u_x e u_z e una rotazione ϕ_y , si hanno così elementi rigidi bidimensionali.

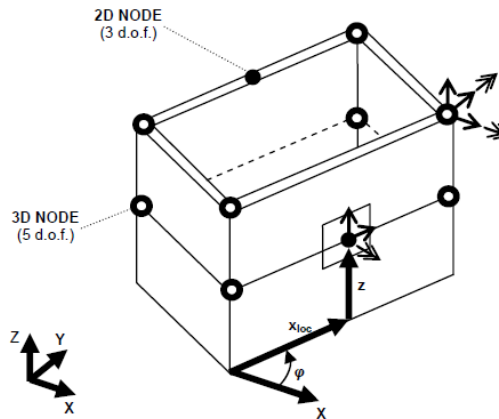


Figura 2-4: Modellazione tridimensionale in 3Muri

Nella modellazione spaziale le pareti costituiscono gli elementi resistenti, nei riguardi dei carichi sia verticali, sia orizzontali; gli orizzontamenti (solai, volte, coperture) invece riportano alle pareti i carichi verticali gravanti su di essi e ripartiscono le azioni orizzontali sulle pareti di incidenza. La struttura risulta così modellata dall'assemblaggio di strutture piane: le pareti e gli orizzontamenti, entrambi privi di rigidità flessionale fuori dal piano.

La modellazione delle singole pareti costituisce il punto di partenza per la modellazione del comportamento globale basata proprio sul comportamento delle pareti nel proprio piano.

Stabilito un riferimento globale unico per il modello dell'edificio, vengono introdotti i riferimenti locali di ciascuna parete: si assume che le pareti giacciono in un piano verticale e si localizza la traccia in pianta della generica parete i attraverso le coordinate di un punto, l'origine del riferimento locale $O_i (x_i, y_i, z_i)$, rispetto ad un

sistema di riferimento cartesiano globale (X,Y,Z) , e l'angolo θ è calcolato rispetto all'asse X .

Il sistema di riferimento locale della parete è così univocamente definito e la modellazione a macroelementi può avvenire con le stesse modalità del caso piano.

Gli elementi rigidi, appartenenti ad una sola parete, mantengono i propri gradi di libertà nel piano nel riferimento locale, per questo motivo le pareti non esercitano alcuna resistenza in direzione ortogonale: due pareti consecutive sfalsate non si trasmettono alcun carico perché il tratto di parete ortogonale che le collega non manifesta rigidità in tale direzione. Mentre gli elementi rigidi che appartengono a più pareti (localizzati nelle incidenze di queste ultime) debbono necessariamente disporre di gradi di libertà nel riferimento globale (elementi rigidi tridimensionali). Quest'ultimi, in virtù dell'ipotesi di trascurare la rigidità flessionale delle pareti, non necessitano di un grado di libertà rotazionale intorno all'asse verticale Z in quanto non connessi ad elementi in grado di fornire termini di rigidità rotazionale locale. Gli elementi rigidi tridimensionali, rappresentativi di situazioni quali cantonali e martelli, sono dunque ottenuti come assemblaggio di elementi rigidi bidimensionali individuati in ciascuna delle pareti incidenti. Essi hanno componenti di spostamento generalizzato secondo 5 gradi di libertà: 3 spostamenti (u_x , u_y e u_z) e 2 rotazioni (φ_x e φ_y).

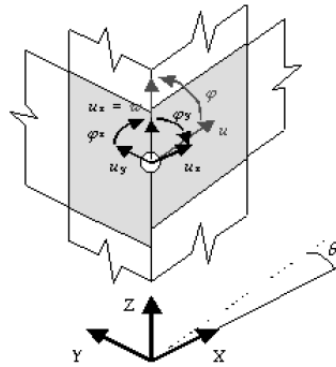


Figura 2-5: Modellazione di nodi rigidi d'angolo

Analogamente anche le forze applicate agli elementi rigidi tridimensionali vengono scomposte secondo le direzioni individuate dai piani medi delle pareti ed applicate, così, ai macroelementi nel loro piano di resistenza.

I solai, modellati come elementi finiti a membrana ortotropa a 3 nodi, con due gradi di libertà per nodo (gli spostamenti u_x e u_y), sono identificati da una direzione di orditura, rispetto alla quale sono caratterizzati da un modulo elastico E_1 . E_2 è il modulo elastico in direzione perpendicolare all'orditura, mentre ν è il coefficiente di Poisson e $G_{2,1}$ il modulo di elasticità tangenziale. E_1 ed E_2 rappresentano, in particolare, il grado di

collegamento che il solaio esercita tra i nodi di incidenza nel piano della parete (restituiscono l'effetto "scatola"). Il termine $G_{2,1}$ rappresenta invece la rigidezza a taglio del solaio nel suo piano e da esso dipende la ripartizione delle azioni tra le pareti.

Il contributo dei carichi verticali, propri o portati, viene attribuito in termini di massa nodale aggiunta a tutti gli elementi rigidi, anche a quelli a 3 g.d.l., appartenenti alle pareti di incidenza alla quota di piano del solaio; tale massa aggiuntiva viene calcolata in base alle aree di influenza di ciascun elemento rigido, tenendo conto della direzione di orditura del solaio.

2.1.2 ANALISI

Nell'analisi pushover il programma utilizza un profilo di spostamenti incrementali in modo da definire un legame scalare forza – spostamento caratteristico del sistema studiato e quindi restituire la curva di capacità.

Eseguire un'analisi a spostamenti imposti può comportare l'insorgere di sollecitazioni fuorvianti, che nascono per far sì che la struttura segua il profilo di spostamento che le è stato imposto.

2.2 PCM

2.2.1 MODELLAZIONE

Il programma di calcolo PCM è un software di analisi agli elementi finiti con cui è possibile eseguire anche analisi statiche non lineari.

Il modello di calcolo utilizzato in questo caso è quello a telaio equivalente spaziale.

È possibile definire la dimensione degli elementi costituenti il telaio in modi differenti, ma negli esempi esposti nel seguito e nel caso studio è stato adottato il metodo proposto da Dolce nel 1989. Esso si basa su relazioni che legano le dimensioni dei maschi, delle aperture e delle fasce nelle modalità descritte di seguito.

L'altezza della parte deformabile, o altezza efficace del maschio H_{eff} , è definita come:

$$H_{eff} = h' + \frac{1}{3}D \frac{(\bar{H} - h')}{h'}$$

con \bar{H} altezza di interpiano.

La definizione delle zone rigide seguirà dunque una legge di diffusione a 30°:

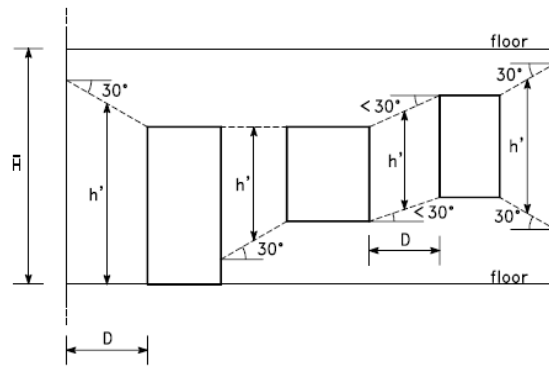


Figura 2-6: Definizione dell'altezza deformabile dei maschi proposta da Dolce

Per la modellazione dell'elemento fascia, viene mantenuta la presenza di una parte deformabile inserita tra due offset rigidi, e la determinazione delle dimensioni di questi elementi è descritta nell'immagine che segue.

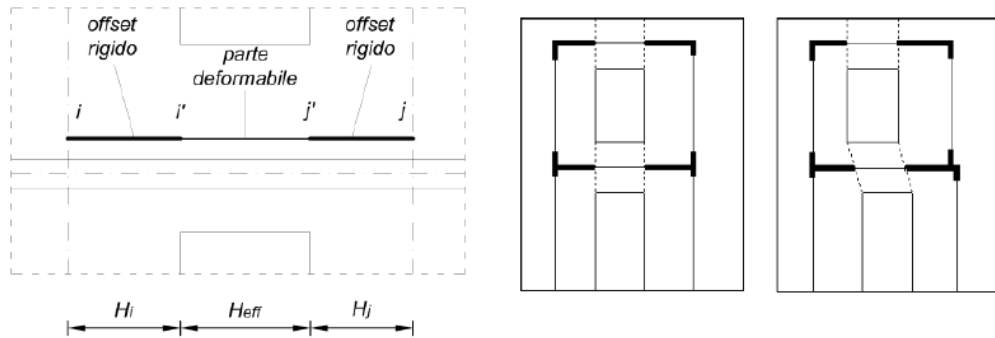


Figura 2-7: Definizione della lunghezza deformabile delle fasce

L'assemblaggio dei telai piani per la costruzione del modello tridimensionale viene realizzato attraverso elementi rigidi d'angolo, con la possibilità di inserire una sconnessione a momento nel punto di intersezione tra telai ortogonali qualora si ritenesse inefficace l'ammorsamento tra le pareti.

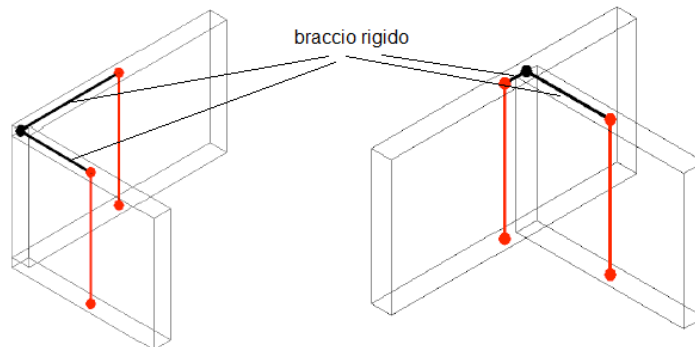


Figura 2-8: Modellazione dei collegamenti d'angolo su PCM

PCM si basa su una modellazione tridimensionale con effetti spaziali per rigidità e resistenza: è possibile considerare il contributo della rigidità trasversale di una parete ed effettuare, in sede di analisi, le verifiche a pressoflessione per azioni ortogonali al piano della parete.

Considerare o meno questo aspetto può portare anche a notevoli differenze nei risultati dell'analisi. In particolare si possono presentare tre scelte:

- Caso a) *Non si eseguono verifiche in direzione ortogonale. La rigidità trasversale delle pareti è normalmente considerata.*

Il risultato mostra capacità elevate della struttura, in quanto la pushover chiama in causa il solo comportamento complanare delle pareti, supponendo che ogni presidio sia stato già messo in atto nei confronti dei collassi ortogonali.

Questa procedura può essere considerata valida, a patto che siano state svolte le verifiche cinematiche e/o lineari in direzione ortogonale (NTC08 - §7.2.3).

Se la capacità da pushover è troppo elevata, sarà l'analisi ortogonale che ridimensiona la PGA sostenibile. In pratica, il problema complanare - ortogonale viene disaccoppiato.

- Caso b) *Non si eseguono verifiche in direzione ortogonale. La rigidità trasversale delle pareti è considerata trascurabile, e quindi le pareti sono non reagenti a sollecitazioni flessionali e taglianti in direzione ortogonale.*

Il risultato agisce a favore di sicurezza, ma potrebbe sottostimare troppo le capacità della struttura, in quanto gli svincolamenti interni automaticamente considerati in direzione ortogonale possono influire su una labilità complessiva prematura.

- Caso c) *Si eseguono verifiche in direzione ortogonale, in modo simile alle complanari. Ovviamente in tal caso la rigidità trasversale delle pareti viene normalmente considerata.*

Adesso sono le verifiche in direzione ortogonale a ridurre la capacità rispetto al caso a; la struttura parte inizialmente sempre con maschi murari internamente incastrati-incastri, e tali aste diverranno bielle (nei confronti delle azioni ortogonali) solo quando la verifica ortogonale relativa non sarà più soddisfatta. In questo secondo caso inoltre la curva fornisce valori di taglio massimo più bassi, quindi evita una sovrastima della resistenza della struttura.

Il comportamento degli elementi strutturali maschio è del tipo elastico lineare – plastico con limite in deformazione, così come è stato già spiegato nel capitolo 1

riguardo il metodo SAM: se l'asta raggiunge il limite di resistenza a pressoflessione prima che per taglio, il tratto plastico terminerà al massimo spostamento per pressoflessione (determinato dal *drift* a pressoflessione riportato in normativa). Se l'asta raggiunge il limite di resistenza per taglio prima che per pressoflessione, il tratto plastico terminerà al massimo spostamento per taglio (determinato dal *drift* a taglio riportato in normativa).

Per gli elementi fascia sono possibili due comportamenti: elasto-fragile o elasto-plastico. Nel caso elasto-fragile, raggiunto il limite di resistenza a taglio, la fascia crolla immediatamente. Nel caso elasto-plastico, raggiunto il limite di resistenza a taglio, la fascia continua a sostenere il taglio (tratto plastico) fino al crollo successivo dei maschi murari.

2.2.2 ANALISI

Nell'analisi pushover il programma utilizza un profilo di forze incrementali per definire la curva di capacità.

Eseguire un'analisi in controllo di forze può non essere esatto poiché l'andamento delle forze di piano non rimane inalterato, ossia non variano proporzionalmente ad un fattore costante, anche quando un modo di vibrare è dominante. Inoltre, imponendo un profilo di forze non è possibile cogliere un eventuale comportamento softening.

2.3 ESEMPI A CONFRONTO

2.3.1 PARETE SINGOLA TIPO 1

Per analizzare il comportamento di una parete snella, si è scelto di studiare una parete spessa 30 cm, con dimensioni 2 m in larghezza e 3 m di altezza, in modo da avere un rapporto altezza/larghezza pari ad 1,5. Il carico in testa alla parete è stato scelto pari a 30000 daN.

Alla parete sarà associato un materiale con le seguenti caratteristiche:

- $E = 1500 \text{ MPa}$
- $G = 500 \text{ MPa}$
- $w = 21 \text{ kN/m}^3$
- $f_m = 266,67 \text{ N/cm}^2$
- $\tau_0 = 5,41 \text{ N/cm}^2$

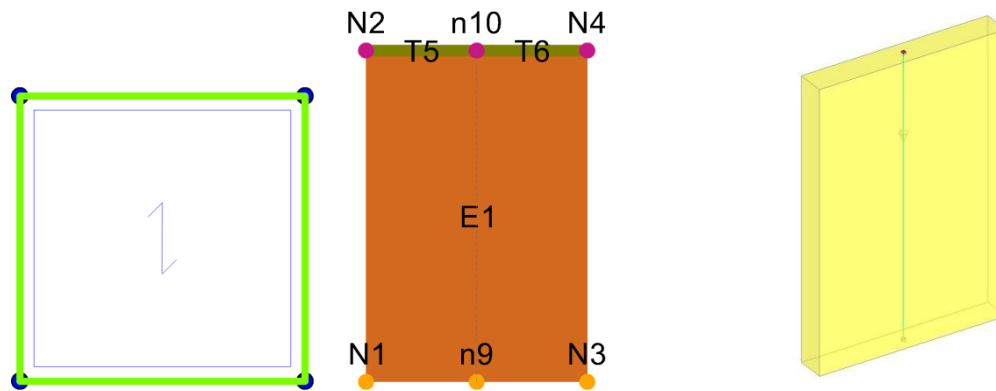


Figura 2-9: A sinistra: pianta della “scatola” e mesh della parete in 3Muri. A destra: modello strutturale in PCM

A causa dell'impossibilità di analizzare una singola parete da parte del programma 3Muri, è stato necessario modellare una “scatola” di dimensioni 2x2 m, costituita da 4 pareti collegate da un solaio flessibile gravante solo su due pareti.

Per fare sì che le pareti parallele all'orditura del solaio non falsino i risultati del calcolo, è stato assegnato ad esse un materiale caratterizzato da valori dei moduli elastici E e G molto bassi, nel caso specifico pari entrambi a 1 MPa.

In questa maniera è possibile risalire facilmente ai risultati relativi ad una singola parete: il taglio alla base e la massa del sistema equivalente saranno pari alla metà di quelli derivanti dall'analisi; gli spostamenti ed il periodo proprio del sistema equivalente invece saranno gli stessi.

Il solaio, che per trasmettere ad ogni parete 30000 daN è stato definito con peso proprio pari a 15000 daN/m².

PCM consente, invece, l'analisi di una singola parete, che verrà modellata come una singola asta.

L'analisi statica non lineare è stata effettuata impostando una distribuzione di carico proporzionale alle masse.

La sollecitazione di compressione della parete è pari a 33941 daN in 3Muri e a 33780 daN in PCM.

La rottura del pannello avviene per pressoflessione in 3Muri e per taglio diagonale in PCM, come rappresentato nell'immagine successiva. Il tipo di danneggiamento in PCM è rappresentato attraverso la grafica che individua le lesioni, "x" al centro del pannello per rottura a taglio diagonale e "o" alle estremità dell'asta per indicare la formazione di cerniere per raggiungimento della crisi a pressoflessione.

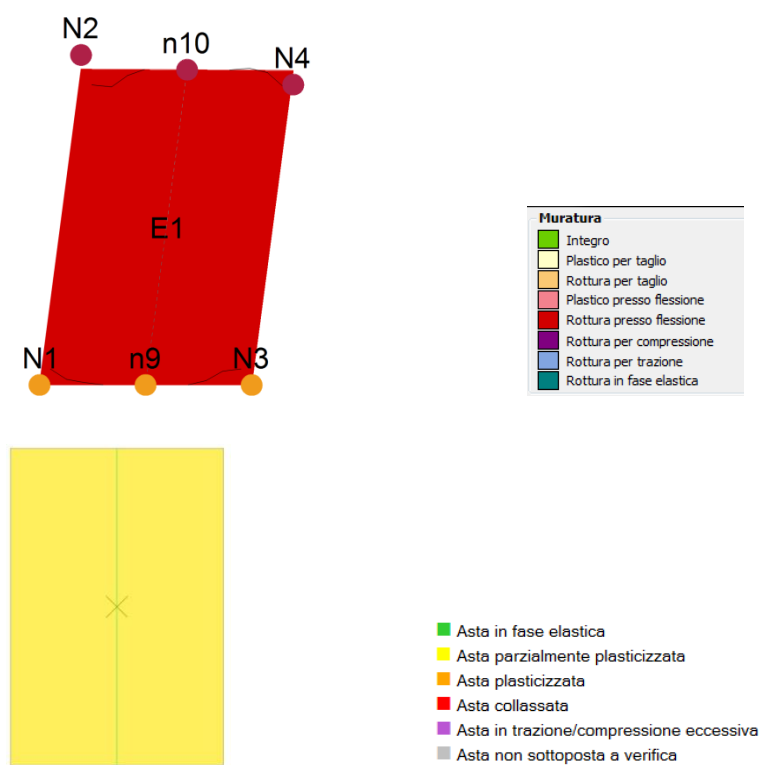


Figura 2-10: Stato di danneggiamento all'ultimo step dell'analisi: in alto 3Muri, in basso PCM

I parametri del sistema equivalente ad un grado di libertà risultanti dall'analisi sono :

	3Muri	PCM	
T^* [s]	0,233	0,232	periodo del sistema
m^* [kg]	32638	32520	massa del sistema
F_y^* [daN]	7679,5	7833	forza di plasticizzazione del sistema
Γ	1,00	1,00	fattore di partecipazione modale
d_y^* [cm]	0,32	0,329	spostamento di plasticizzazione del sistema
d_u^* [cm]	1,8	1,2	spostamento ultimo del sistema
D_u [cm]	1,8	1,2	capacità
D_{max} [cm]	1,13	1,112	domanda
C/D	1,59	1,08	coefficiente di sicurezza
V_{max} [daN]	7685	7833	taglio massimo alla base

La curva di capacità relativa al nodo di controllo che in questo caso è il punto N2 in 3Muri e coincide con il centro di massa in PCM, è la seguente:

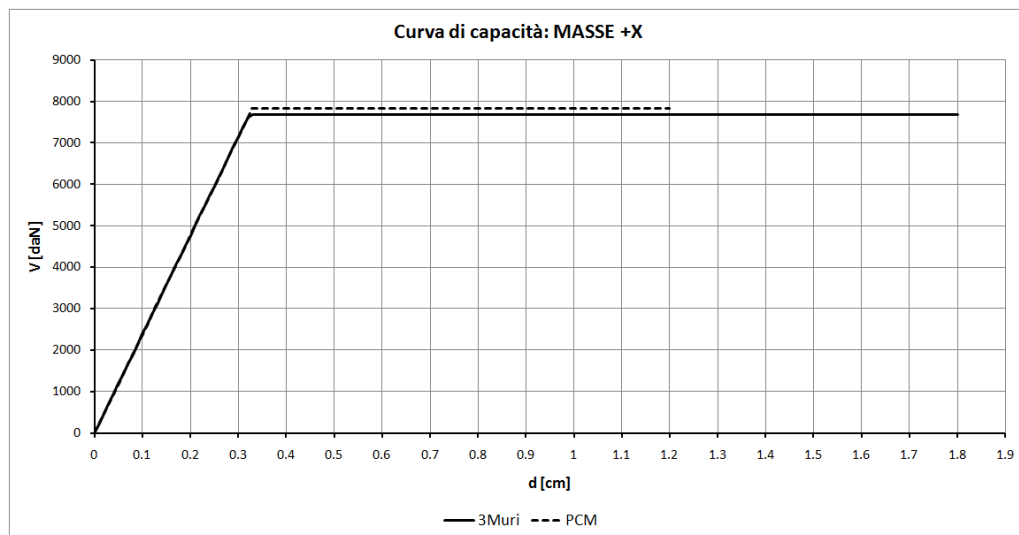


Figura 2-11: Confronto tra le curve di capacità

In questo caso si nota come i programmi considerino la massa della parete in modo analogo.

Utilizzando il modello ad asta, suddividono la massa dell'elemento e la concentrano nei due nodi di estremità. Facendo ciò la massa che viene assegnata al nodo di base non viene considerata partecipante.

Nel caso in cui l'asta è singola, alla massa dovuta al carico in testa alla parete è necessario aggiungere la metà di quella della parete. Essendo il peso della parete pari a 37800 N, la sua massa è $37800 / 9.81 = 3853$ kg.

$$30581 + 3853/2 = 32508 \text{ kg}$$

Il valore del periodo è praticamente coincidente nei due casi ed è ricavato utilizzando le formule proposte dalla normativa considerando la rigidezza del maschio pari a:

$$k_i = \frac{1}{\left(\frac{h_i^3}{nEJ_i} + 1,2 \frac{h_i}{GA_i} \right)}$$

Per il caso in esame si ha:

- $h_i = 3000 \text{ mm}$ altezza del pannello
- $l_i = 2000 \text{ mm}$ lunghezza del pannello
- $t = 300 \text{ mm}$ spessore del pannello
- $A_i = 6 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$ area della sezione del pannello
- $J_i = 2 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$ momento d'inerzia del pannello
- $E = 1500 \text{ MPa}$ modulo elastico longitudinale
- $G = 500 \text{ MPa}$ modulo elastico trasversale
- $n = 3$

k_i è pari a 23810 N/mm

La massa si è già calcolata e vale 32508 kg. Il periodo T^* è dato dalla nota relazione:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m_i}{k_i}} \text{ ed è pari proprio a } 0,232 \text{ s.}$$

Considerando i parametri che tengono conto dello spostamento ultimo, si nota una minore capacità per il modello di PCM poiché il danneggiamento del pannello è a taglio diagonale, a cui compete un drift ultimo pari a 0,4% dell'altezza del pannello (per il caso in esame vale proprio di 1,2 cm). Viceversa, al danneggiamento a pressoflessione di 3Muri compete un drift dello 0,6% dell'altezza del pannello, coincidente con il valore di 1,8 cm trovato.

Il taglio alla base massimo non è molto diverso: nel caso di 3Muri è associato al meccanismo di pressoflessione, invece in PCM al meccanismo di taglio diagonale.

Il valore trovato in PCM è molto simile a quello che si ricaverebbe dalla formula di normativa C8.7.1.5¹ considerando il coefficiente correttivo b pari 1,5 (Si può assumere $b = \lambda = h/l$, essendo λ la snellezza della parete, comunque non superiore a 1,5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza della parete). Il programma interpreta il valore di 1,5 che va a moltiplicare la resistenza a taglio τ_{0d} nella formula di normativa, come il coefficiente correttivo b ; per questo la formula del taglio resistente diventa:

¹ §C8.7.1.5 della Circolare applicativa: $V_t = l \cdot t \cdot \frac{1,5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5\tau_{0d}}}$

$$V_t = l \cdot t \cdot \frac{\tau_0}{FC} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{b \frac{\tau_0}{FC}}}$$

essendo $\sigma_0 = 0,5 \text{ N/mm}^2$, si ottiene $V_t = 7837 \text{ daN}$.

Viceversa, calcolando il momento ultimo della verifica a pressoflessione del paragrafo 7.8.2.2.1 di normativa², con $\sigma_0 = 0,5 \text{ N/mm}^2$ e $f_d = 2,67 \text{ N/mm}^2$, questo risulta pari a 23391 daNm, a cui è associato un taglio alla base pari a 7797 daN.

2.3.2 PARETE SINGOLA TIPO 2

Per analizzare il comportamento di una parete tozza, si è scelto di studiare una parete spessa 30 cm, con dimensioni 5 m in larghezza e 3 m di altezza, in modo da avere un rapporto altezza/larghezza minore di 1. Il carico in testa alla parete è stato scelto pari a 30000 daN.

Alla parete sarà associato un materiale con le seguenti caratteristiche:

- $E = 1500 \text{ MPa}$
- $G = 500 \text{ MPa}$
- $w = 21 \text{ kN/m}^3$
- $f_m = 266,67 \text{ N/cm}^2$
- $\tau_0 = 5,41 \text{ N/cm}^2$

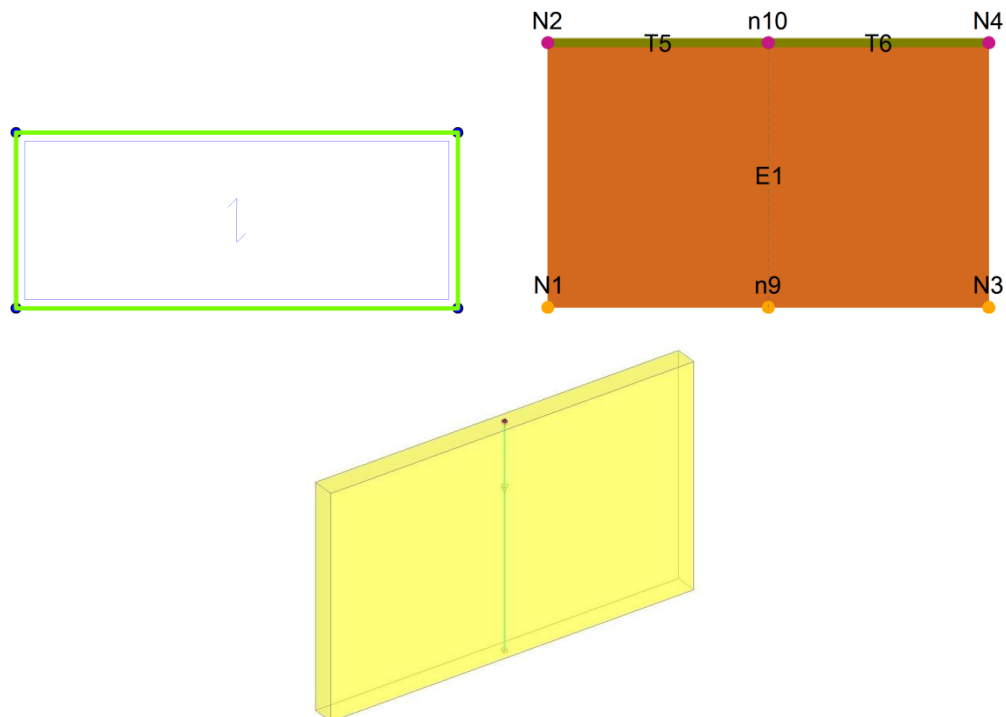


Figura 2-12: In alto pianta e mesh della parete in 3Muri, in basso modello strutturale in PCM

² $M_u = l^2 \cdot t \cdot \frac{\sigma_0}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 f_d}\right)$

Per la modellazione della parte valgono analoghe considerazioni fatte per la parete singola di tipo 1. In particolare, adesso per far sì che il solaio trasmetta ad ogni parete 30000 daN è stato definito con peso proprio pari a 6000 daN/m² in 3Muri.

L'analisi statica non lineare è stata effettuata impostando una distribuzione di carico proporzionale alle masse.

La sollecitazione di compressione della parete è pari a 39074 daN in 3Muri e a 39450 daN in PCM.

La rottura del pannello avviene per taglio diagonale in entrambi i casi, come rappresentato nell'immagine successiva.

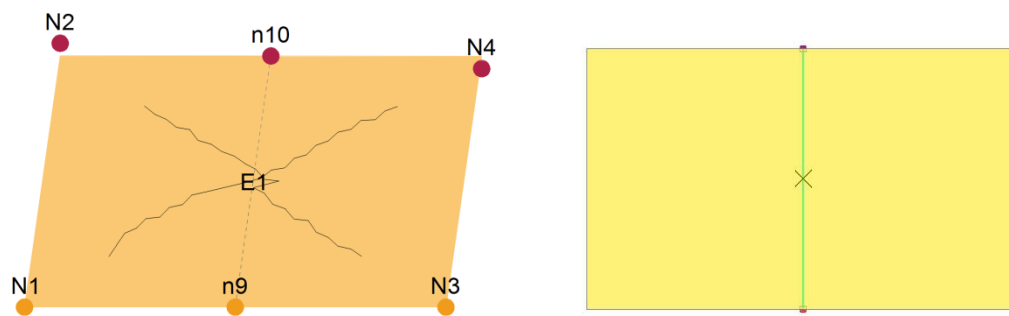


Figura 2-13: Stato di danneggiamento all'ultimo step dell'analisi: a sinistra 3Muri, a destra PCM

I parametri del sistema equivalente ad un grado di libertà risultanti dall'analisi sono :

	3Muri	PCM	
T^* [s]	0,097	0,097	periodo del sistema
m^* [kg]	35115	35410	massa del sistema
F_y^* [daN]	21264,5	15759	forza di plasticizzazione del sistema
Γ	1,00	1,00	fattore di partecipazione modale
d_y^* [cm]	0,14	0,106	spostamento di plasticizzazione del sistema
d_u^* [cm]	1,2	1,2	spostamento ultimo del sistema
D_u [cm]	1,2	1,2	capacità
D_{max} [cm]	0,12	0,147	domanda
C/D	10	8,16	coefficiente di sicurezza
V_{max} [daN]	21270,5	15759	taglio massimo alla base

La curva di capacità relativa al nodo di controllo che in questo caso è il punto N2 in 3Muri e coincide con il centro di massa in PCM, è la seguente:

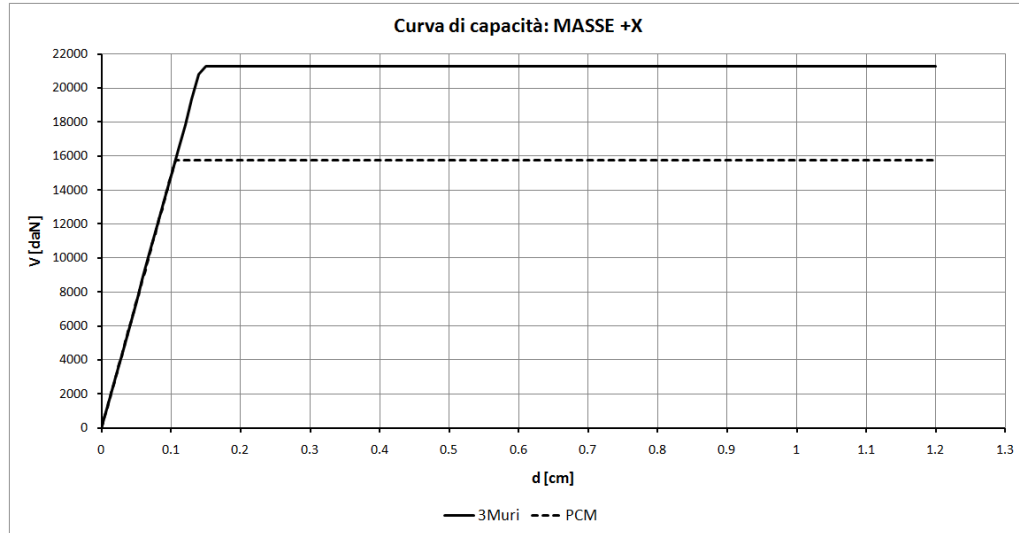


Figura 2-14: Confronto tra le curve di capacità

Come si può notare le considerazioni fatte riguardo la massa m^* nel paragrafo precedente possono essere estese anche a questo caso.

Il taglio alla base massimo in PCM risulta inferiore di circa il 26%. Tale differenza è da attribuire al diverso modo di interpretare la formula di normativa.

Il valore trovato in PCM è molto simile a quello che si ricaverebbe dalla formula di normativa C8.7.1.5³ considerando il coefficiente correttivo b pari a 1 (in tal caso la snellezza della parete è pari a 0,6, ma b non va assunto inferiore all'unità). Il programma interpreta il valore di 1,5 che va a moltiplicare la resistenza a taglio τ_{0d} nella formula di normativa, come il coefficiente correttivo b ; per questo la formula del taglio resistente diventa:

$$V_t = l \cdot t \cdot \frac{\tau_0}{FC} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{b \frac{\tau_0}{FC}}}$$

essendo $\sigma_0 = 0,2 \text{ N/mm}^2$, si ottiene $V_t = 15767 \text{ daN}$.

Invece, il valore trovato in 3Muri è molto simile a quello che si ricaverebbe dalla formula di normativa C8.7.1.5 considerando il coefficiente correttivo b pari sempre a 1, ma in tal caso il valore di 1,5 non viene interpretato come il coefficiente b e la formula rimane invariata.

Quindi, essendo $\sigma_0 = 0,2 \text{ N/mm}^2$, si ottiene $V_t = 20180 \text{ daN}$.

³ §C8.7.1.5 della Circolare applicativa: $V_t = l \cdot t \cdot \frac{1,5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5\tau_{0d}}}$

È opportuno mettere in evidenza che nel caso in cui si assumesse il coefficiente b sempre pari a 1,5, come indicato da Turnsek – Cacovic, la formula del taglio resistente diventa la medesima per entrambi i codici di calcolo, e si otterrebbe $V_t = 13453$ daN.

2.3.3 PARETE CON SINGOLA APERTURA

Per analizzare il comportamento di una parete con un'apertura di tipo “porta”, si è considerata una parete di spessore 30 cm, con dimensioni 5 m di larghezza e 3 m di altezza, con un'apertura di dimensioni 1 x 2 m posta al centro. Il carico in testa alla parete è stato scelto pari a 30000 daN.

Alla parete sarà associato un materiale con le seguenti caratteristiche:

- $E = 1500 \text{ MPa}$
- $G = 500 \text{ MPa}$
- $w = 21 \text{ kN/m}^3$
- $f_m = 266,67 \text{ N/cm}^2$
- $\tau_0 = 5,41 \text{ N/cm}^2$

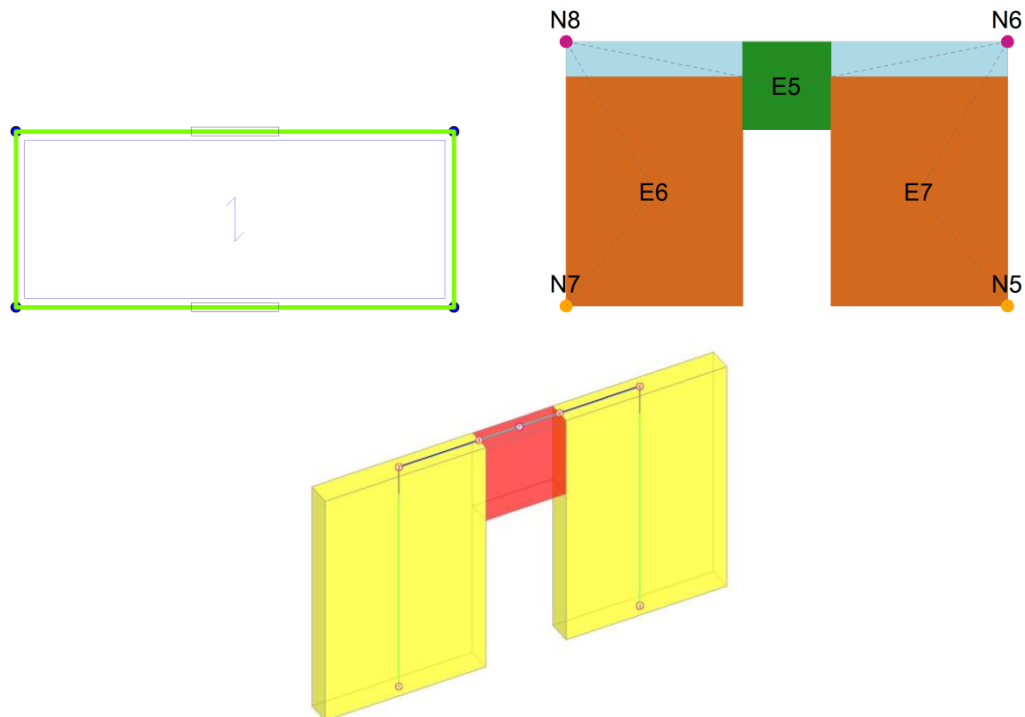


Figura 2-15: In alto pianta e mesh della parete in 3Muri, in basso modello strutturale in PCM

L'asta relativa alla fascia è caratterizzata da comportamento uguale a quello dei maschi.

Per la modellazione della parete valgono analoghe considerazioni fatte in precedenza. In particolare, in 3Muri, per far sì che il solaio trasmetta ad ogni parete 30000 daN è stato definito con peso proprio pari a 6000 daN/m^2 .

Il programma PCM consente l'analisi della singola parete e per trasmettergli il carico di 30000 daN sono stati assegnati due carichi nodali da 15000 daN ai nodi superiori delle aste rappresentative dei due maschi murari.

L'analisi statica non lineare è stata effettuata impostando una distribuzione di carico proporzionale alle masse.

La sollecitazione di compressione della parete, al primo passo dell'analisi, è pari a 37840 daN in 3Muri e a 38190 daN in PCM.

La rottura della parete in 3Muri avviene per pressoflessione nei maschi in entrambi i casi, come rappresentato nell'immagine successiva, dopo che la fascia si è rotta anch'essa per pressoflessione fin dai primi passi dell'analisi.

Il collasso della parete in PCM avviene per plasticizzazione a momento delle cerniere alla base dei due maschi principali, l'elemento fascia ha già subito la rottura per pressoflessione. Nell'immagine seguente è possibile vedere lo stato delle cerniere fenomenologiche al momento del collasso.

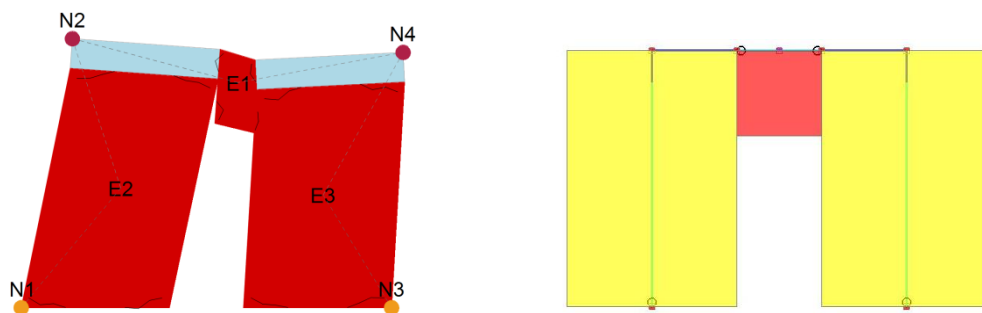


Figura 2-16: Stato di danneggiamento all'ultimo step dell'analisi: a sinistra 3Muri, a destra PCM

I parametri del sistema equivalente ad un grado di libertà risultanti dall'analisi sono :

	3Muri	PCM	
T^* [s]	0,151	0,167	periodo del sistema
m^* [kg]	35304	35090	massa del sistema
F_y^* [daN]	10391,5	10925	forza di plasticizzazione del sistema
Γ	1,00	1,00	fattore di partecipazione modale
d_y^* [cm]	0,17	0,221	spostamento di plasticizzazione del sistema
d_u^* [cm]	1,78	1,084	spostamento ultimo del sistema
D_u [cm]	1,78	1,084	capacità
D_{max} [cm]	0,60	0,668	domanda
C/D	2,97	1,62	coefficiente di sicurezza
V_{max} [daN]	11399	10927	taglio massimo alla base

La curva di capacità relativa al nodo di controllo che in questo caso è il punto N2 in 3Muri e coincide con il centro di massa in PCM, è la seguente:

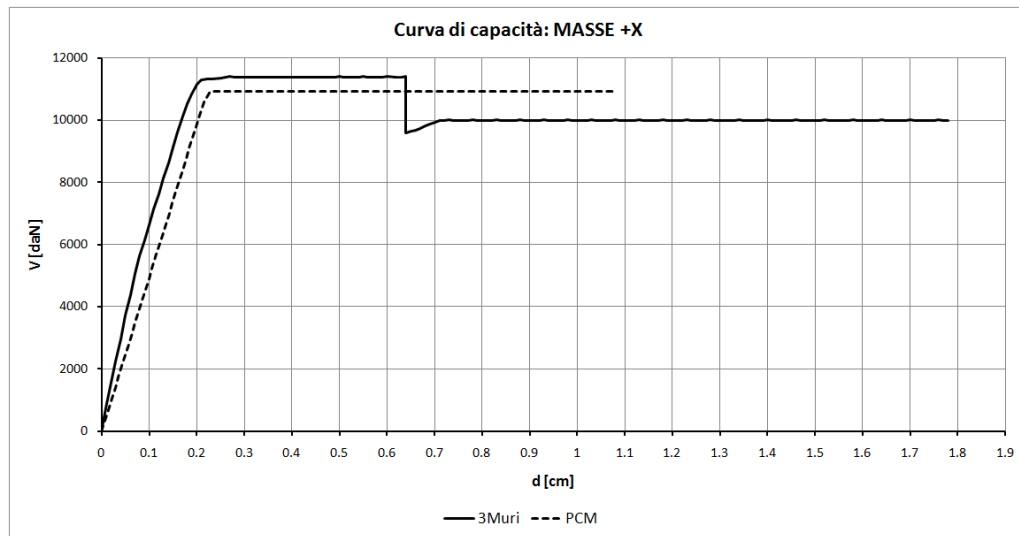


Figura 2-17: Confronto tra le curve di capacità

Rispetto all'esempio precedente, si ha un taglio massimo alla base molto simile per i due codici di calcolo perché in entrambi i casi è il valore del taglio resistente associato alla crisi per pressoflessione; mentre la capacità globale fornita da PCM è ancora una volta minore.

Nella curva 3Muri, in corrispondenza dello spostamento di 0,64 cm del nodo di controllo, si legge un brusco calo del tagliante; la perdita improvvisa di resistenza è dovuta al collasso della fascia e alla plasticizzazione per pressoflessione del maschio di destra, prima plasticizzato per taglio. La curva comunque non si interrompe perché la diminuzione del tagliante è pari al 16% del massimo raggiunto fino a quel punto, e la normativa prescrive una diminuzione del 20% affinché si raggiunga lo spostamento ultimo.

Nel seguito si riporta lo stato di danneggiamento della parete nell'istante prima e dopo tale diminuzione di resistenza.

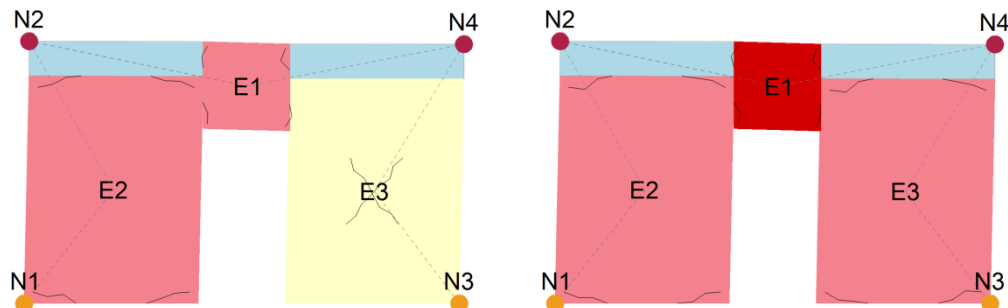


Figura 2-18: Stato di danneggiamento della parete prima e dopo la diminuzione di resistenza

2.3.4 PARETE CON DOPPIA APERTURA

E' stata modellata una parete di spessore 30 cm, con dimensioni 6 m di larghezza e 3 m di altezza, con due aperture di dimensioni 1 x 1 m poste a metà altezza e distati 1 m dal bordo. Il carico in testa alla parete è stato scelto pari a 60000 daN.

Alla parete sarà associato un materiale con le seguenti caratteristiche:

- $E = 1500 \text{ MPa}$
- $G = 500 \text{ MPa}$
- $w = 21 \text{ kN/m}^3$
- $f_m = 266,67 \text{ N/cm}^2$
- $\tau_0 = 5,41 \text{ N/cm}^2$

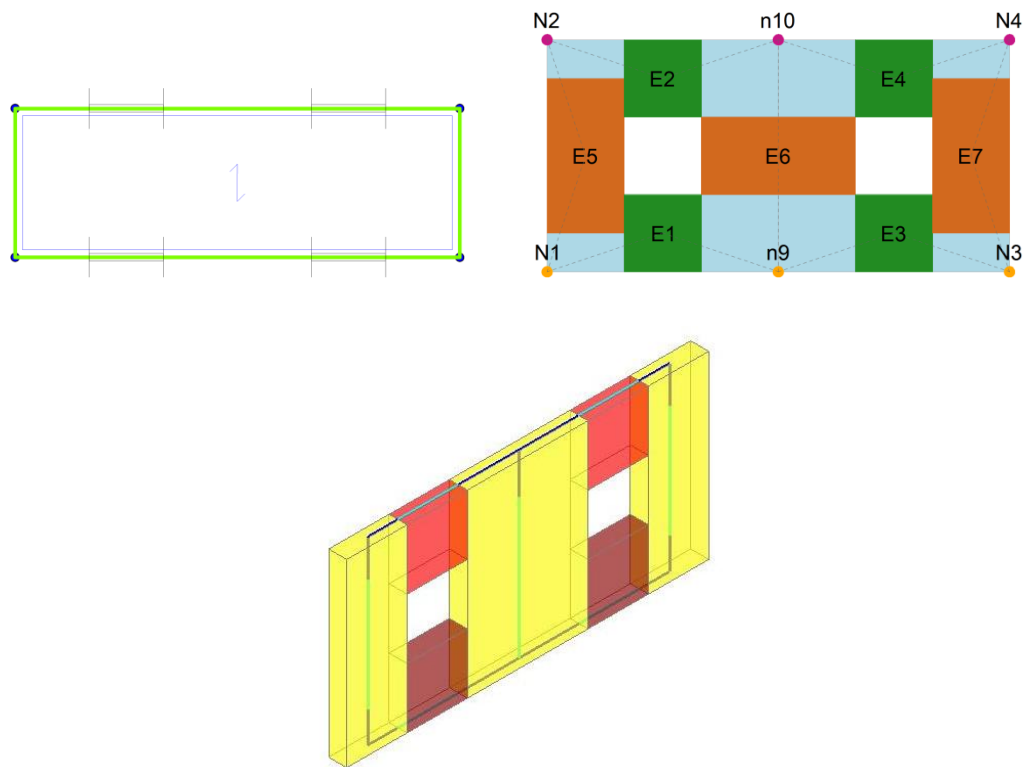


Figura 2-19: In alto pianta e mesh della parete in 3Muri, in basso modello strutturale in PCM

Per la modellazione della parete valgono analoghe considerazioni fatte in precedenza. In particolare, in 3Muri, per far sì che il solaio trasmetta ad ogni parete 60000 daN è stato definito con peso proprio pari a 10000 daN/m^2 .

In PCM per trasmettere il carico di 60000 daN alla parete sono stati assegnati due carichi nodali da 15000 daN ai nodi superiori delle aste estreme, ed un carico da 30000 daN sul nodo centrale.

L'analisi statica non lineare è stata effettuata impostando una distribuzione di carico

proporzionale alle masse.

La sollecitazione di compressione della parete, al primo passo dell'analisi, è pari a 69318 daN in 3Muri e a 68819 daN in PCM.

La rottura della parete in 3Muri avviene per taglio del maschio centrale, come rappresentato nell'immagine successiva, dopo che le fasce si sono rotte e i maschi laterali hanno raggiunto la loro resistenza massima a pressoflessione.

La schematizzazione dei pannelli insita nel metodo rende più rigido il maschio centrale e più deformabili quelli laterali: per questioni di congruenza, questi attirano una minor aliquota di carico rispetto al maschio centrale e collassano per pressoflessione dopo che questo è andato in crisi per taglio. Ciò avviene comunque dopo che le fasce hanno raggiunto il collasso per pressoflessione. Si osserva inoltre che le fasce hanno un'iniziale resistenza a flessione in virtù del carico assiale che deriva loro dal modello a portale e che, dopo il collasso, continuano a fornire il loro contributo come bielle, trasmettendo il carico ai maschi.

L'evoluzione del danneggiamento della parete fa notare un progressivo spostamento differenziale in direzione x tra il nodo 4 e il nodo 10. Non essendoci un solaio rigido nel proprio piano (sono cioè nulli i valori di E_x e E_y), i nodi dello stesso livello subiranno spostamenti diversi tra loro.

Il collasso della parete in PCM avviene per plasticizzazione a momento delle cerniere alla base dei tre maschi, gli elementi fascia hanno già subito la rottura per pressoflessione. Adesso il maschio centrale si danneggia a pressoflessione perché, rispetto al caso 3Muri, la lunghezza deformabile dell'asta è maggiore e il maschio è più snello.

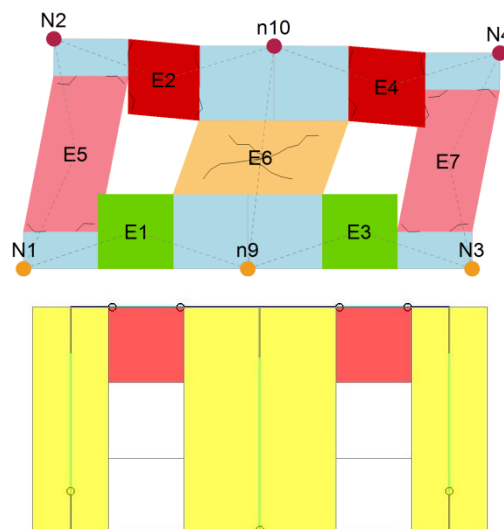


Figura 2-20: Stato di danneggiamento all'ultimo step dell'analisi: in alto 3Muri, in basso PCM

I parametri del sistema equivalente ad un grado di libertà risultanti dall'analisi sono:

	3Muri	PCM	
T^* [s]	0,197	0,257	periodo del sistema
m^* [kg]	65630	66320	massa del sistema
F_y^* [daN]	14835,5	13282	forza di plasticizzazione del sistema
Γ	1,00	1,00	fattore di partecipazione modale
d_y^* [cm]	0,22	0,334	spostamento di plasticizzazione del sistema
d_u^* [cm]	0,94	0,876	spostamento ultimo del sistema
D_u [cm]	0,94	0,876	capacità
D_{max} [cm]	0,92	1,305	domanda
C/D	1,02	0,67	coefficiente di sicurezza
V_{max} [daN]	14909,5	13338	taglio massimo alla base

La curva di capacità relativa al nodo di controllo che in questo caso è il punto N4 in 3Muri e coincide con il centro di massa in PCM, è la seguente:

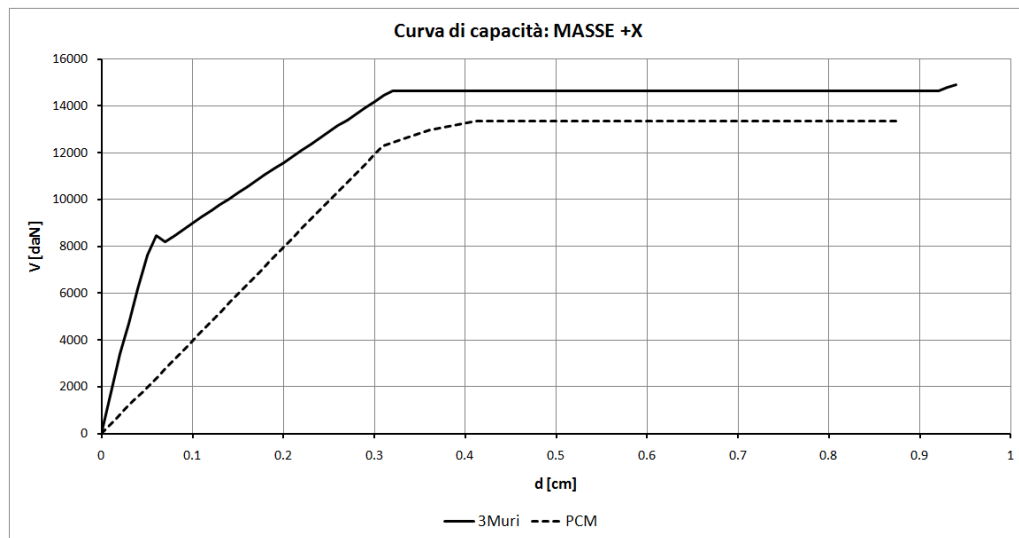


Figura 2-21: Confronto tra le curve di capacità

La maggior rigidità del maschio centrale porta in 3Muri, rispetto a sollecitazioni in direzione orizzontale con verso sinistra-destra, ad avere un portale molto rigido formato dagli elementi della metà di sinistra della parete, ed una porzione più flessibile composta da quelli di destra.

Questo è causa di deformazioni molto maggiori del maschio di destra che portano prima al distacco della fascia e poi alla rottura dello stesso maschio.

2.3.5 PARETE CON QUATTRO APERTURE A FESSURA

Un ulteriore esempio che metta in luce quanto asserito sopra è quello di una parete la cui rigidezza non è sostanzialmente influenzata dalla presenza di 4 aperture. E' stata dunque modellata una parete di spessore 80 cm, con dimensioni 22,4 m di larghezza e 3,7 m di altezza, con quattro aperture di dimensioni 1,1 x 0,5 m poste a 2,4 m da terra. Il carico in testa alla parete è stato scelto pari a 430000 daN.

Alla parete sarà associato un materiale con le seguenti caratteristiche:

- $E = 1500 \text{ MPa}$
- $G = 500 \text{ MPa}$
- $w = 21 \text{ kN/m}^3$
- $f_m = 266,67 \text{ N/cm}^2$
- $\tau_0 = 5,41 \text{ N/cm}^2$

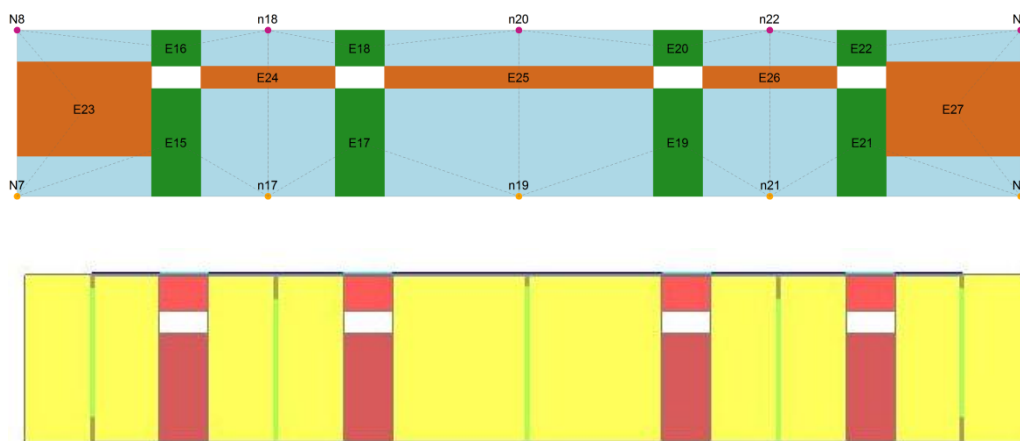


Figura 2-22: In alto mesh della parete in 3Muri, in basso modello strutturale in PCM

Per la modellazione della parete valgono analoghe considerazioni fatte in precedenza. In particolare, in 3Muri, per far sì che il solaio trasmetta ad ogni parete 430000 daN è stato definito con peso proprio pari a 19238 daN/m^2 .

In PCM per trasmettere il carico di 430000 daN alla parete sono stati assegnati cinque carichi nodali: sui nodi esterni da 66371 daN e da 74066 daN, e sul nodo centrale uno da 150056 daN.

L'analisi statica non lineare è stata effettuata impostando una distribuzione di carico proporzionale alle masse.

La sollecitazione di compressione della parete, al primo passo dell'analisi, è pari a 556932 daN in 3Muri e a 548706 daN in PCM.

Come era lecito aspettarsi alla luce del caso precedente, anche questa volta il collasso della parete in 3Muri avviene per rottura a taglio dei maschi centrali, come rappresentato nell'immagine successiva, dopo che le fasce si sono rotte sia a flessione che a taglio.

Il collasso della parete in PCM avviene per plasticizzazione a taglio diagonale in tutti i maschi, mentre le fasce si rompono per flessione dai primi passi dell'analisi.

I maschi centrali di PCM continuano ad essere più snelli rispetto a 3Muri, ma la modalità di danneggiamento è la medesima.

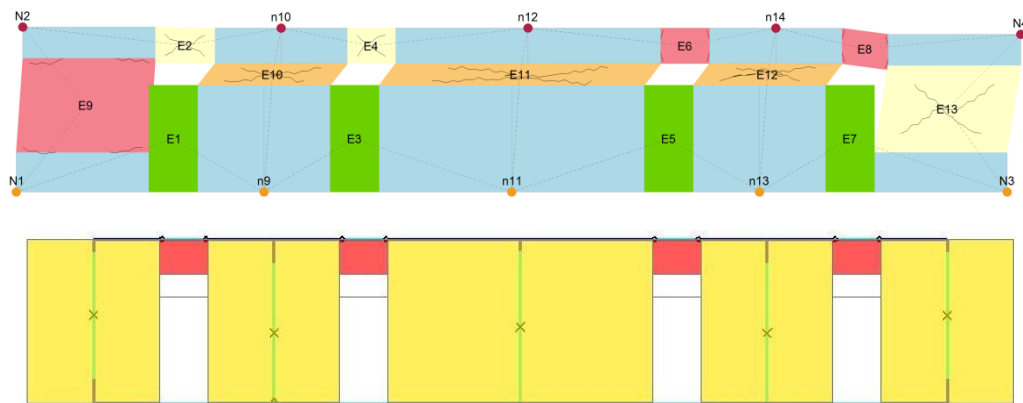


Figura 2-23: Stato di danneggiamento all'ultimo step dell'analisi: in alto 3Muri, in basso PCM

I parametri del sistema equivalente ad un grado di libertà risultanti dall'analisi sono:

	3Muri	PCM	
T^* [s]	0,112	0,145	periodo del sistema
m^* [kg]	476961	502500	massa del sistema
F_y^* [daN]	238227,5	189434	forza di plasticizzazione del sistema
Γ	1,00	1,00	fattore di partecipazione modale
d_y^* [cm]	0,16	0,201	spostamento di plasticizzazione del sistema
d_u^* [cm]	0,22	1,159	spostamento ultimo del sistema
D_u [cm]	0,22	1,159	capacità
D_{max} [cm]	0,19	0,492	domanda
C/D	1,16	2,36	coefficiente di sicurezza
V_{max} [daN]	225550,5	191023	taglio massimo alla base

La curva di capacità relativa al nodo di controllo che in questo caso è il punto N4 in 3Muri e coincide con il centro di massa in PCM, è la seguente:

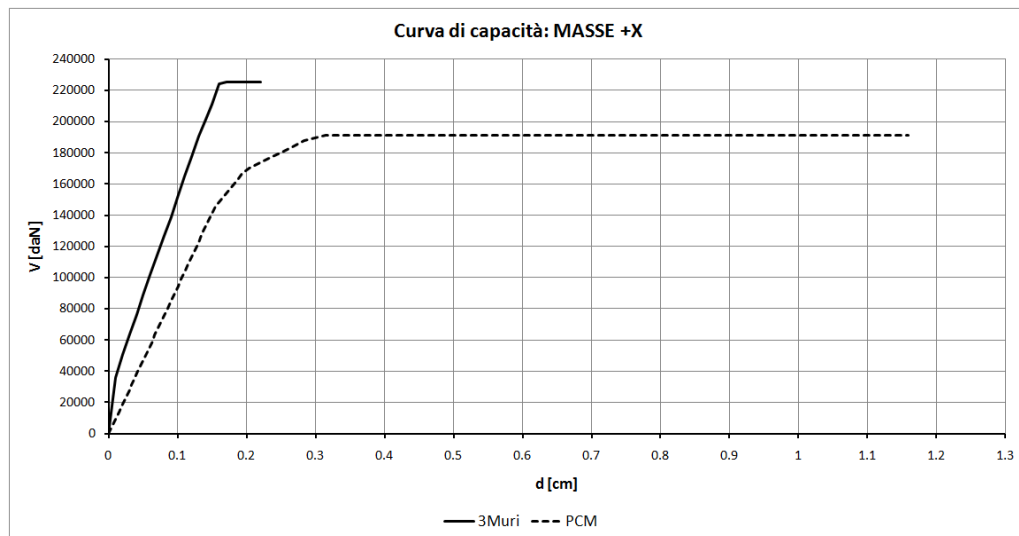


Figura 2-24: Confronto tra le curve di capacità

La discordanza nei risultati, soprattutto in termini di rigidità del sistema, che si riscontra nel confronto dei dati, è giustificata analizzando i due telai equivalenti. In quello di 3Muri, l'altezza deformabile dei maschi compresi tra le aperture è considerata uguale a quella delle aperture stesse, e quindi gli elementi derivanti sono estremamente tozzi e rigidi.

Il telaio di PCM invece è stato assemblato seguendo le indicazioni del metodo Dolce (1989), e l'altezza deformabile dei maschi centrali è pari quasi all'intera altezza di piano.

La diversa modellazione dei maschi è quella che porta ad avere una capacità molto più elevata in PCM.

Un caso così rappresentativo della differente modellazione dei due software porta a un'importante considerazione: la rigidità di una parete piena non può essere fisicamente molto diversa dalla stessa parete in cui viene praticata una apertura di piccola altezza; occorre passare dalla rigidità dell'intera parete piena alla rigidità complessiva dei due maschi che si formano a lato dell'apertura con una buona continuità.

Se in un software questo non viene fatto, possono essere ipotizzate conseguenze rilevanti nella modellazione di edifici reali dove il gran numero di pareti può occultare questa problematica.

2.3.6 EDIFICIO A DUE PIANI

Per l'analisi del comportamento tridimensionale del programma in presenza di piani rigidi è stato modellato un edificio con dimensioni in pianta 6.00 x 4.00 m, costituito

da due piani con altezza 3.00 m ciascuno. Lo spessore delle pareti è costante e pari a 40 cm.

Le pareti in direzione X presentano, al piano inferiore un'apertura rettangolare di dimensioni 1.20 x 2.40 m, e al piano superiore un'altra ma di dimensioni 1.20 x 1.40 m. Quelle in direzione Y sono prive di aperture.

I due solai sono considerati rigidi ed il loro carico per unità di superficie (mq) è stato considerato pari a 500 daN.

Alla parete sarà sempre associato un materiale con le seguenti caratteristiche:

- $E = 1500 \text{ MPa}$
- $G = 500 \text{ MPa}$
- $w = 21 \text{ kN/m}^3$
- $f_m = 266,67 \text{ N/cm}^2$
- $\tau_0 = 5,41 \text{ N/cm}^2$

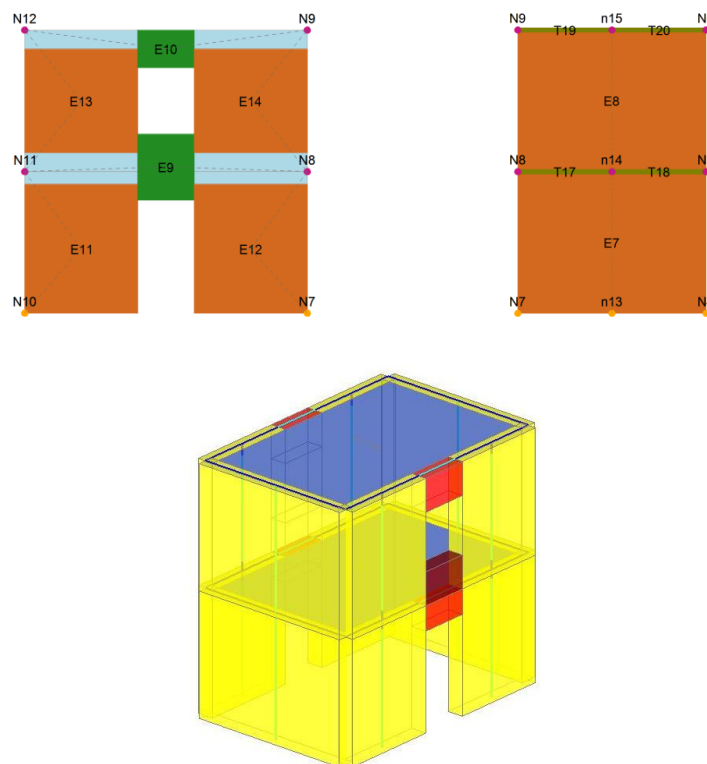


Figura 2-25: In alto mesh della parete X e Y in 3Muri, in basso modello strutturale in PCM

L'analisi statica non lineare è stata effettuata impostando una distribuzione di carico proporzionale alle masse.

In PCM la somma delle reazioni alla base della singola parete in direzione X è pari a 32526 daN, mentre in 3Muri è di 33649 daN.

Questo valore è minore della somma tra il peso proprio ed i carichi applicati alle aste orizzontali perché parte di questi carichi, per il rispetto dell'equilibrio e della congruenza, sollecita i telai ortogonali a quello considerato in virtù della connessione a taglio. In questo caso la percentuale di carico che va a sollecitare le pareti non caricate direttamente, e quindi quelle in direzione Y, è pari al 49% del totale in PCM e al 39% in 3Muri.

Nella modellazione a telaio equivalente spaziale è possibile far sì che il carico da solaio sia applicato solo sui maschi sui quali il solaio, ipotizzato ad esempio monodirezionale, si appoggia. Ciò si realizza attribuendo uno svincolamento a traslazione verticale in corrispondenza del nodo d'intersezione che è l'estremo del link rigido della parete "scarica". Applicando questo svincolamento, la ripartizione dei carichi effettuata da un solaio monodirezionale rispetta l'analisi dei carichi condotta con metodi manuali tradizionali (per aree di influenza), provocando sforzo normale da carico di solaio solo nei maschi dove il solaio si appoggia.

Infatti, per l'edificio a due piani la somma delle reazioni alla base della singola parete in direzione X diventerebbe di 36490 daN e i maschi in direzione Y avrebbero una sollecitazione relativa al solo peso proprio.

Se invece si ha a che fare con uno schema tridimensionale dove i maschi sono ammorsati, ritenere che il maschio X si deformi sotto carico di solaio indipendentemente dal maschio Y può essere inappropriato: i link rigidi d'angolo rappresentano in effetti la connessione, cioè l'ammorsamento fra i due muri ortogonali e tale ammorsamento genera necessariamente un contributo di resistenza anche da parte del maschio non direttamente caricato.

In 3Muri il collasso delle pareti avviene per rottura dei maschi di destra per pressoflessione, e plasticizzazione dei rimanenti inferiori, come è possibile vedere nell'immagine seguente.

Il collasso della parete in PCM avviene per plasticizzazione a taglio diagonale in tutti i maschi inferiori, mentre le fasce si rompono per flessione dai primi passi dell'analisi e il maschio superiore di destra si plasticizza a pressoflessione.

In tal caso la lunghezza deformabile dei maschi è simile in entrambi i casi, ma si è già visto che in PCM si raggiunge prima la resistenza a taglio diagonale che il taglio associato al meccanismo di pressoflessione (si veda "parete singola di tipo 1").

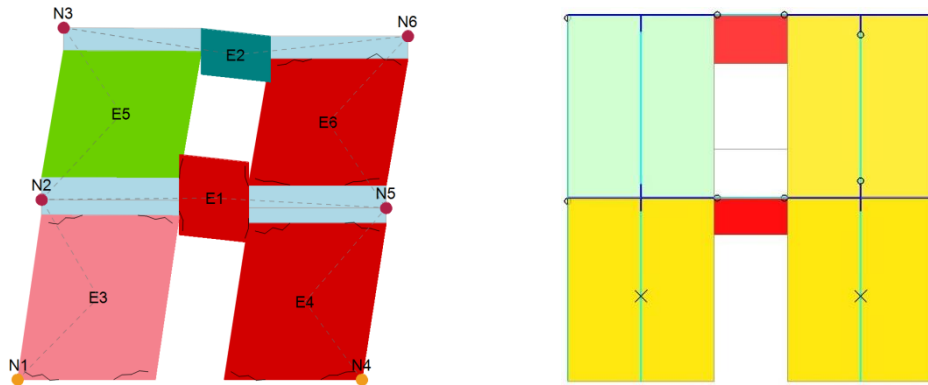


Figura 2-26: Stato di danneggiamento all'ultimo step dell'analisi: a sinistra 3Muri, a destra PCM

I parametri del sistema equivalente ad un grado di libertà risultanti dall'analisi sono:

	3Muri	PCM	
T^* [s]	0,159	0,124	periodo del sistema
m^* [kg]	71176	63030	massa del sistema
F_y^* [daN]	20433	24055	forza di plasticizzazione del sistema
Γ	1,26	1,301	fattore di partecipazione modale
d_y^* [cm]	0,18	0,148	spostamento di plasticizzazione del sistema
d_u^* [cm]	2,49	0,861	spostamento ultimo del sistema
D_u [cm]	3,14	1,12	capacità
D_{max} [cm]	0,82	0,472	domanda
C/D	3,83	2,37	coefficiente di sicurezza
V_{max} [daN]	26089	31328	taglio massimo alla base

La curva di capacità relativa al nodo di controllo che in questo caso è il punto N6 in 3Muri e coincide con il baricentro del secondo livello alla quota di 6 m in PCM, è la seguente:

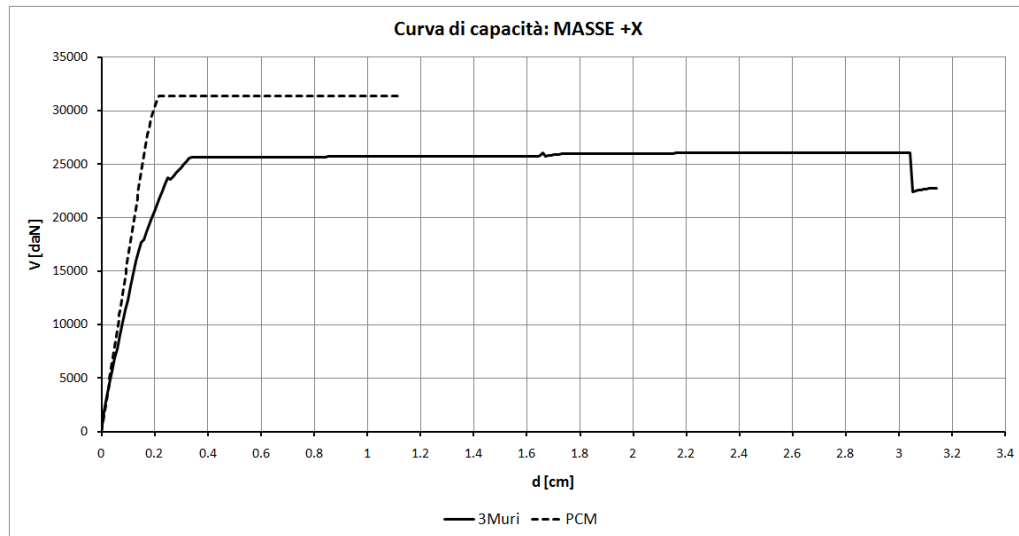


Figura 2-27: Confronto tra le curve di capacità

Le differenze tra i risultati relativi al periodo T^* e alla massa m^* di 3Muri e PCM sono dovute al modo con il quale i due programmi calcolano le caratteristiche del sistema equivalente.

La capacità inferiore raggiunta in PCM è da attribuire alla diversa modalità di danneggiamento degli elementi maschio.

2.4 CONCLUSIONI

3Muri e PCM modellano, ciascuno con la propria modalità, la struttura come costituita da telai piani, composti da elementi monodimensionali tipo trave a comportamento non lineare con limitazione delle deformazioni.

Si è visto come la scelta delle dimensioni degli elementi strutturali e delle loro parti deformabili influenza notevolmente le caratteristiche del modello in termini di periodo proprio T^* che, a parità di massa, aumenta se la rigidezza diminuisce e viceversa. Inoltre, le modalità di danneggiamento si modificano a seconda che il maschio sia snello o modellato come elemento tozzo.

Il diverso criterio di rottura raggiunto dalle medesime pareti modellate con i due codici di calcolo, comporta anche evidenti differenze di capacità di spostamento e del taglio massimo sopportato.

A tal proposito, il modo differente di interpretare la formula di normativa che esprime il taglio resistente a fessurazione diagonale, comporta differenze di taglio massimo alla base non trascurabili se si è in presenza di maschi tozzi, con valori di snellezza inferiori a uno. Viceversa, una maggiore snellezza avvicina il risultato dei due programmi.

È stata evidenziata, inoltre, l'importanza che può avere la scelta di considerare o meno la rigidezza fuori piano dei pannelli murari. In 3Muri questa è considerata in ogni caso trascurabile, PCM lascia la possibilità di valutare quale sia la migliore modellazione da adottare caso per caso.

L'osservazione del comportamento spaziale dei due metodi comporta, per la congruenza agli spigoli, un aumento di carico sulle pareti non gravate direttamente dai solai che si trovano dunque a sostenerne un'aliquota.

Si è anche visto che con una modellazione più controllata, in PCM è possibile riportare il carico dei solai ai soli maschi della parete su cui gravano.

Nonostante i diversi aspetti che accomunano i due codici di calcolo, vengono adottate scelte e fatte considerazioni che possono incidere in maniera sostanziale sul soddisfacimento delle verifiche che la normativa richiede quando si procede con un'analisi statica non lineare. Tutto ciò sarà più evidente nel capitolo successivo dove verrà analizzato un edificio storico in muratura.

3 CASO STUDIO – PROCURA DI PISA

3.1 PREMESSA

Il caso studio scelto servirà a confrontare diverse metodologie e codici di calcolo semplificati della muratura.

Il manufatto è rappresentativo della tipologia *Palazzi, ville ed altre strutture con pareti di spina ed orizzontamenti intermedi*, così come classificati nelle Linee Guida 2011. Questa tipologia strutturale si riferisce a costruzioni con sviluppo planimetrico anche complesso, costituite da un sistema di pareti portanti perimetrali ed interne, disposte secondo diverse direzioni, e da un sistema di orizzontamenti intermedi, che spesso svolgono anche una funzione di collegamento. Esiste un'evidente analogia con quello che viene genericamente identificato con il termine *edificio*, nel caso dell'edilizia ordinaria non tutelata. La modellazione complessiva dei palazzi e delle ville, quindi, può essere in genere eseguita con gli stessi modelli globali previsti dalle NTC per gli edifici esistenti in muratura; in molti casi, proprio la cura costruttiva, la qualità dei materiali e la regolarità dell'impianto strutturale, aspetti che solitamente caratterizzano queste costruzioni, rendono maggiormente realistica l'adozione di un modello a telaio equivalente.

In questo capitolo, oltre all'analisi dei risultati dei vari metodi di calcolo, è stata valutata l'incidenza sulle analisi del tipo di modellazione adottata.

3.2 DESCRIZIONE

3.2.1 CENNI SULLA STORIA

La costruzione del fabbricato è avvenuta nella seconda metà del 1800 ad opera dell'ingegnere Gaetano Corsani, e si inseriva tra le opere facenti parte del programma di rifacimento dell'intero quartiere di S. Francesco a Pisa.

Risale al 1852 il “piano regolatore” di Silvio Dell'Hoste, una proposta di interventi, con carattere di “sventramento” della città medievale, concepiti nel solco della cultura europea di modernizzazione e abbellimento delle città e volti soprattutto a realizzare ampliamenti o nuovi tratti di viabilità. Al “piano Dell'Hoste” fece seguito un primo piano di intervento urbanistico vero e proprio (cioè progettato e pianificato anche negli

aspetti operativi e gestionali dall'ingegnere comunale Pietro Bellini) con il progetto di risanamento dell'area della "Pescheria", con la previsione di espropri generalizzati, la demolizione degli edifici esistenti e la lottizzazione della zona. Il piano non ebbe successo sul versante della nuova edificazione da parte di privati e gli edifici poi realizzati sono in gran parte pubblici: il teatro Nuovo, oggi Verdi, il tribunale-ex Corte d'Assise, oggi sede della Procura di Pisa, e gli edifici scolastici, oggi sede del comando provinciale dei Carabinieri. Altri interventi pubblici di rilievo conseguenti al progetto furono l'apertura della via Cavour e l'ampliamento e regolarizzazione di via Palestro, oltre alla demolizione di fabbricati per l'ampliamento di piazza S. Paolo.

Intorno agli anni Sessanta, negli oramai dismessi locali della Corte d'Assise trova sede l'Istituto Statale d'Arte "Franco Russali". L'edificio, almeno per i primi tempi, assolve dignitosamente alla nuova funzione.

Con il passare del tempo la struttura si rivela inadeguata sia per la fatiscenza delle strutture edilizie che per i crescenti bisogni di una scuola artistica moderna.

Alla metà degli anni Ottanta l'Istituto d'Arte si trasferisce negli attuali edifici di via S. Frediano e l'edificio dell'ex Corte d'Assise rimane chiuso e inutilizzato.

È negli anni tra il 1998 e il 2002 che il manufatto è oggetto di un importante progetto di restauro per conto della pubblica amministrazione di Pisa, attuale proprietario dell'edificio; in seguito a tale intervento sono stati trasferiti lì gli uffici della Procura di Pisa.



Figura 3-1: Parte del Prospetto principale su via Beccaria, prima e dopo il restauro



Figura 3-2: Stanza interna del piano ammezzato, prima e dopo il restauro

3.2.2 PRESENTAZIONE DELL'EDIFICIO

Il manufatto è libero da altri fabbricati su tutti i suoi lati, questo semplifica l'analisi perché non è necessario tener conto dell'effetto che altri edifici hanno su quello oggetto di studio. Infatti, la valutazione del comportamento sismico di edifici storici in aggregato è attualmente un problema ancora in discussione che, soprattutto in casi di particolare complessità, si affida a procedure da scegliere caso per caso.

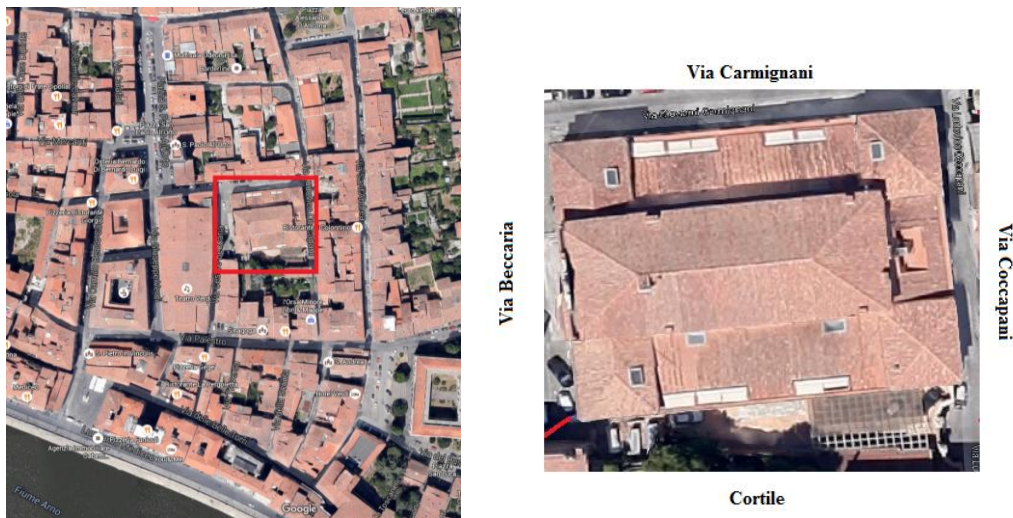


Figura 3-3: Individuazione dell'edificio su immagine satellitare

Dalle viste aeree si nota la presenza di locali adiacenti all'edificio, situati all'interno del cortile, si tratta di costruzioni posteriori e che non interessano il comportamento del fabbricato.

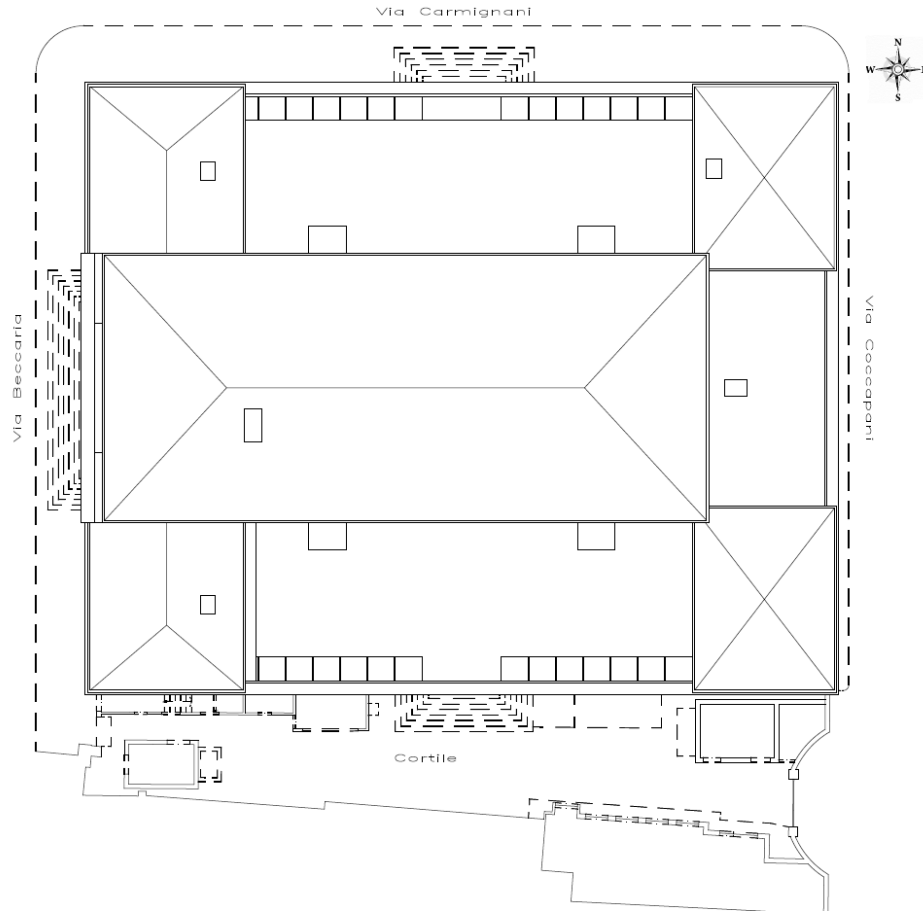


Figura 3-4: Pianta della copertura

L'edificio ha una forma rettangolare in pianta, con dimensioni 45,90 m × 37,12 m, il suo sviluppo in altezza non è regolare perché costituito da corpi che raggiungono quote differenti. Il complesso architettonico può essere suddiviso in tre porzioni di fabbrica: le quattro torrette poste agli angoli del rettangolo della pianta, il corpo centrale e i tre corpi laterali situati tra le torrette:

- Superficie coperta: 1800 m²;
- L'altezza in gronda del corpo centrale è di 14,40 m, quella delle quattro torrette si abbassa a circa 10 m; la loro copertura è a padiglione con coppi in laterizio. I corpi laterali sono invece coperti da un'unica falda il cui punto più alto è a 9,80 m e la gronda a 7 m;
- Quota della linea di colmo: 16,90 m per il corpo centrale e 11,75 m per le torrette;
- Numero piani fuori terra: due per le torrette, unica altezza per il corpo centrale, nei corpi laterali sono presenti piani ammezzati;
- Numero piani entroterra: un seminterrato

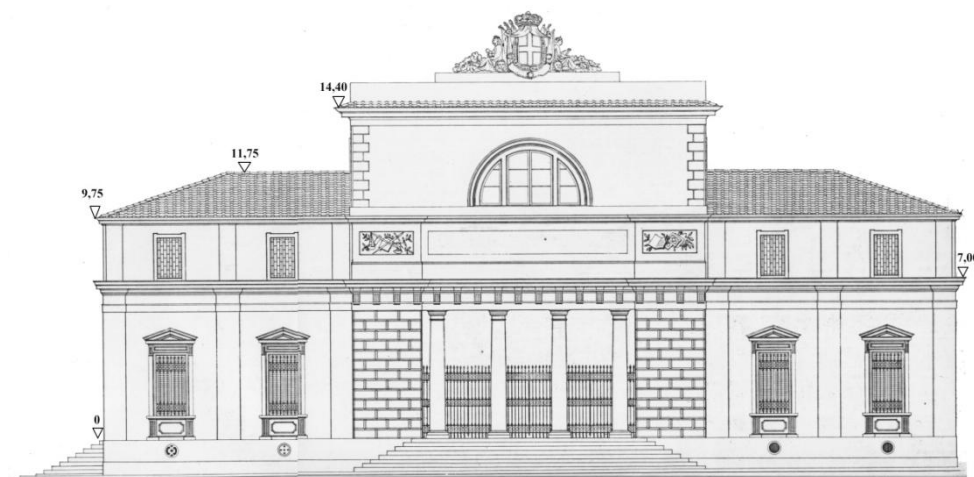


Figura 3-5: Prospetto ovest quotato

Il piano terra e primo piano, sono distinguibili dai due ordini di finestre allineate tra loro in senso verticale e dalla striscia marcapiano che corre lungo i lati delle torrette. L'altezza degli ambienti del piano terra è di 6 m; ci sono piani ammezzati alla quota di 4 m nei corpi laterali che si affacciano su via Carmignani e sul Cortile, ai quali si accede per mezzo di una passerella realizzata durante l'ultimo recupero. La presenza dei piani ammezzati è denunciata dalle finestre circolari che sormontano quelle rettangolari del piano terra (Fig. 3-7).

Il solaio della sala udienze è sfalsato e si trova a 7,80 m. I solai di copertura delle torrette raggiungono la quota di 10 m dal livello zero. Il corpo centrale, costituito dal salone, raggiunge un'altezza interna libera di circa 13,60.

La presenza di un piano seminterrato è individuata dalla striscia di basamento che corre lungo la parte inferiore delle pareti perimetrali dell'edificio; dai dati a disposizione si legge che nei punti più bassi si raggiunge una quota di -2,10 m rispetto al livello 0, quest'ultimo coincidente con la posizione del solaio al termine della gradinata.



Figura 3-6: Vista fra via Beccaria e via Carmignani - stato attuale

La facciata ad ovest, su via Beccaria, ospita l'atrio d'ingresso con quattro colonne alte 5,60 m. Le facciate laterali, su via Carmignani e sul Cortile sono uguali: un ingresso con scalinata in posizione centrale e cinque finestre del piano terra a destra e sinistra.



Figura 3-7: Particolare della facciata su via Carmignani

La facciata ad est, su via Coccapani (Fig. 3-8), è simile a quelle laterali, non ci sono ingressi né piani ammezzati, ma il sottotetto degli ambienti compresi tra le due torrette, posto alla quota di 6 m, è stato bonificato per permettere l'accesso alla nuova terrazza.

Il bugnato che caratterizza il prospetto principale di via Beccaria e marca i cantonali tra le pareti ortogonali del corpo centrale sporgente è realizzato con mattoni in cotto, come si può vedere dalla figura 3-9 che ritrae lo stato dell'edificio antecedente alle opere di restauro.

Nella figura 3-10 si può osservare che le lesene delle torrette sono realizzate con lastre di pietra e spazi interstiziali riempiti con mattoni in cotto nella parte superiore del primo piano, con lastre di marmo nella parte inferiore del piano terra.



Figura 3-8: Vista tra via Coccapani e Cortile – stato attuale



Figura 3-9: Degrado del bugnato prima del restauro - parete superiore finestrata del salone

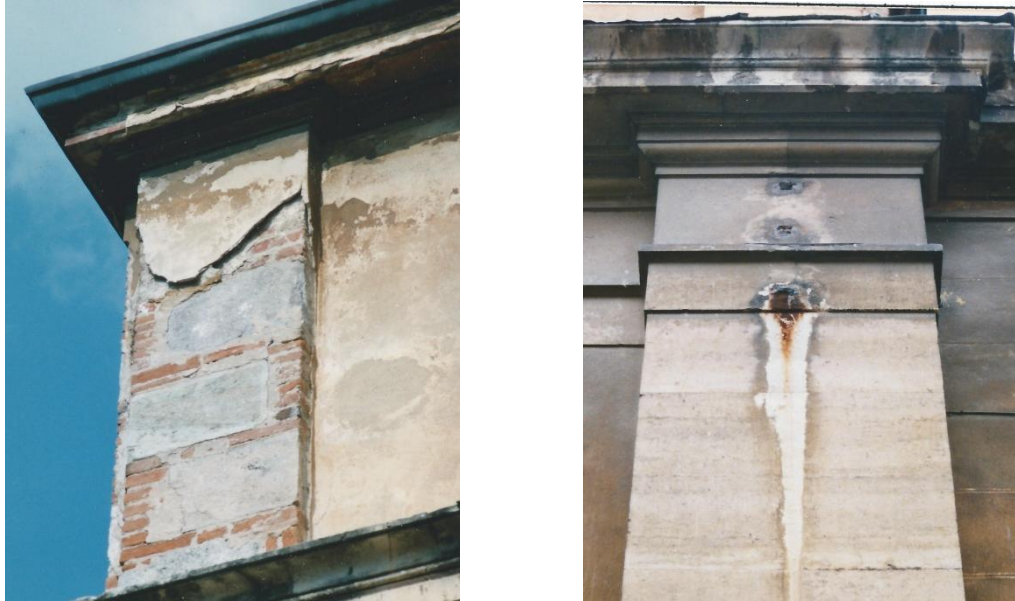


Figura 3-10: Degrado della lesena della torretta prima del restauro: a sinistra la parte superiore in pietra e cotto, a destra la parte inferiore in lastre di marmo

3.2.3 DESCRIZIONE DEGLI SPAZI INTERNI

La destinazione attuale è quella di uffici relativi alle attività della Procura, con ambienti destinati ad archivi e biblioteche. Al primo piano del corpo centrale, alla quota di 7,80 m, si trova la sala udienze che si affaccia su via Beccaria con una finestra ad arco (Fig. 3-6).

Oggi il salone è libero e costituisce unico ambiente a tutt'altezza, ma negli anni antecedenti al restauro erano stati realizzati al suo interno dei locali prefabbricati destinati ad accogliere gli schedari del tribunale.



Figura 3-11: Interno del salone con scorcio della sala udienze, prima e dopo il restauro

Di seguito si riportano le planimetrie corrispondenti ai vari piani con le indicazioni del nome degli ambienti e delle relative destinazioni d'uso.

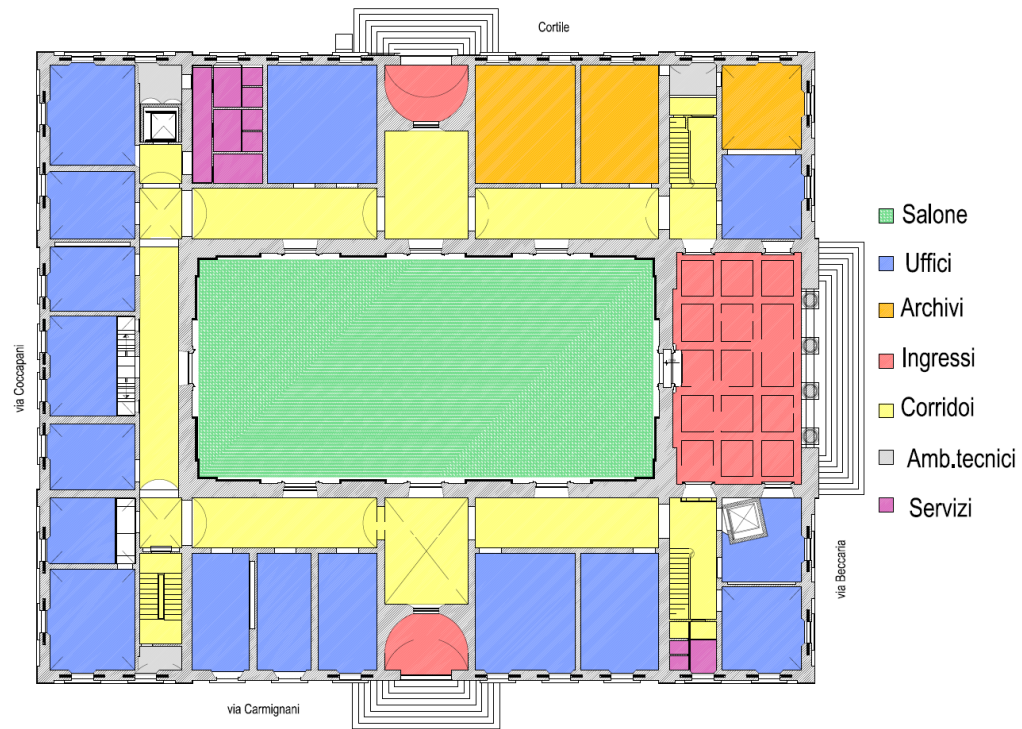


Figura 3-12: Planimetria del piano terra con indicazione della destinazione d'uso degli ambienti

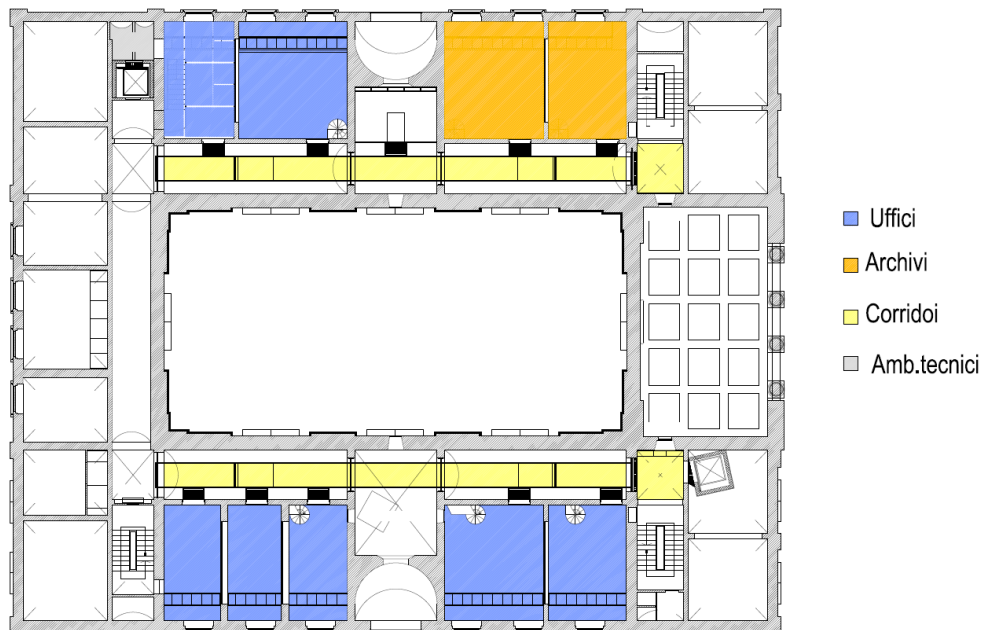


Figura 3-13: Planimetria del piano ammezzato con indicazione degli ambienti a quota 4 m

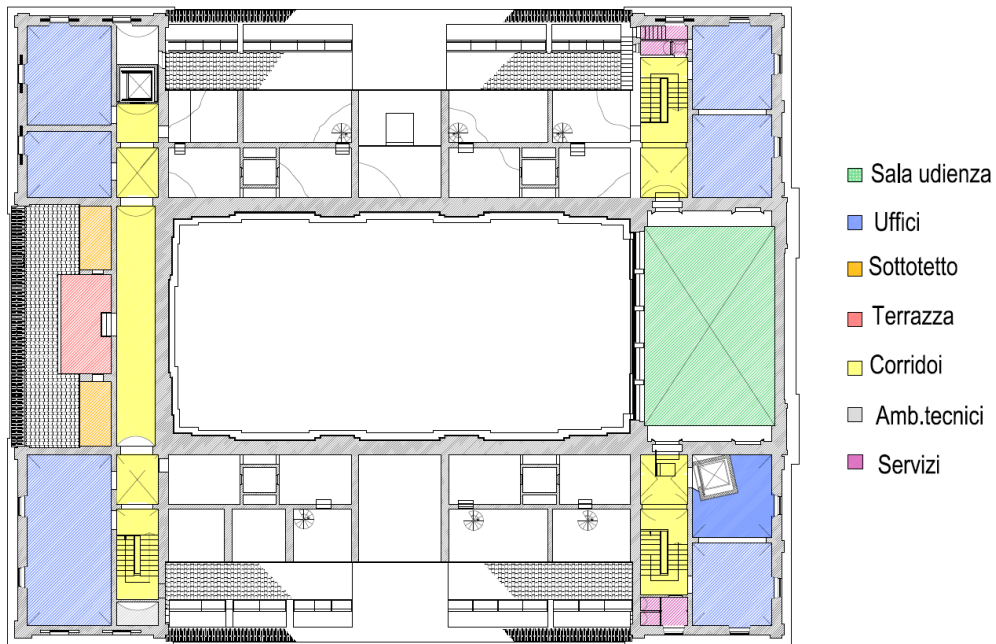


Figura 3-14: Planimetria del piano primo con indicazione degli ambienti a quota 6 m

Si riportano inoltre alcune sezioni caratteristiche; grazie alle quali è possibile definire l'organizzazione in elevazione dello stabile.

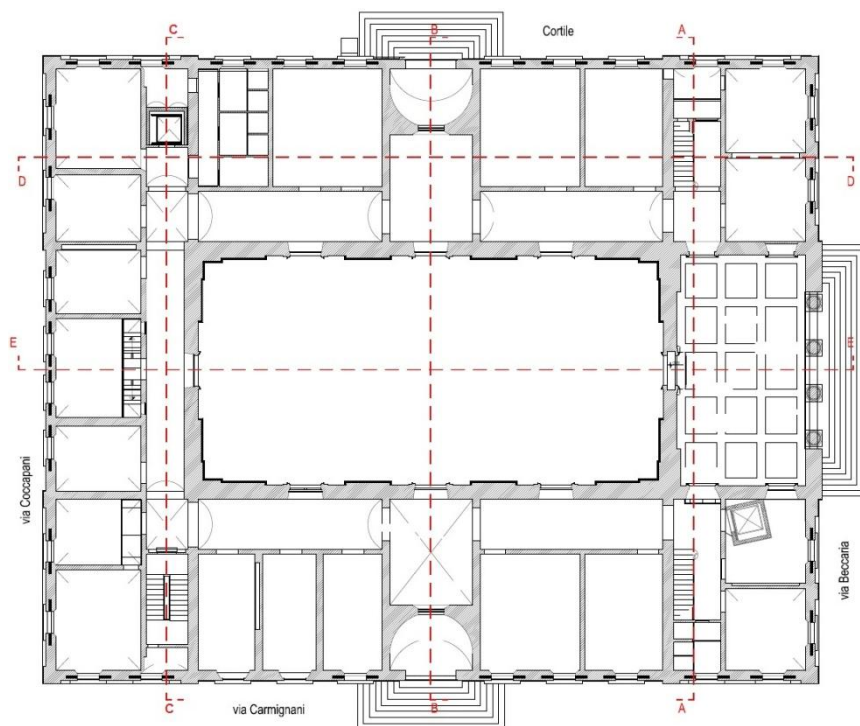


Figura 3-15: Indicazione delle sezioni su planimetria del piano terra



Figura 3-16: Sezione A-A

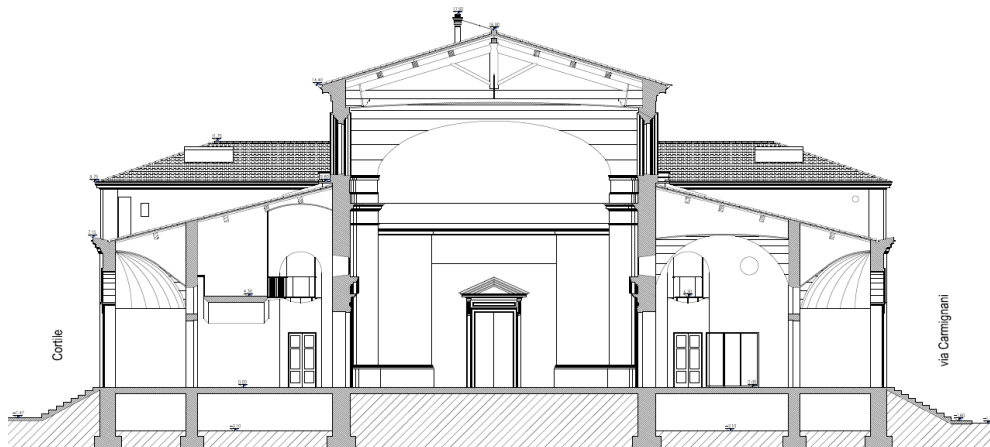


Figura 3-17: Sezione B-B

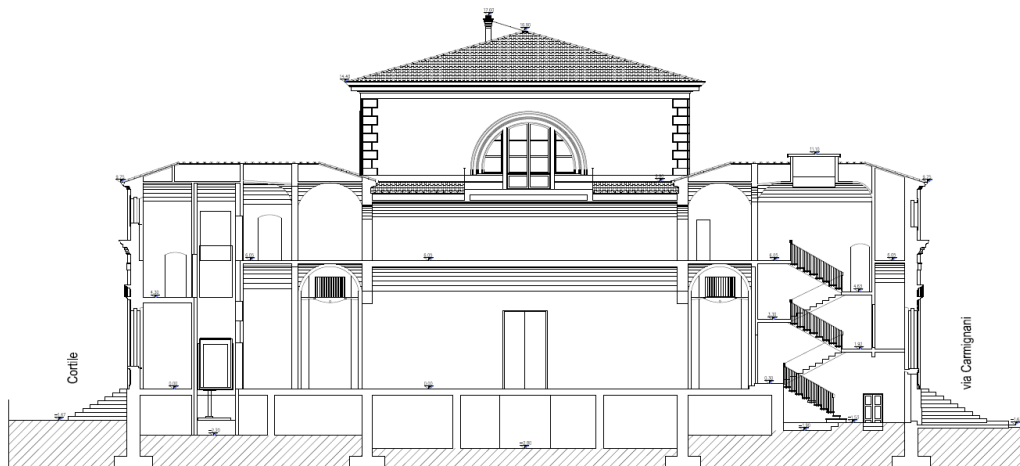


Figura 3-18: Sezione C-C

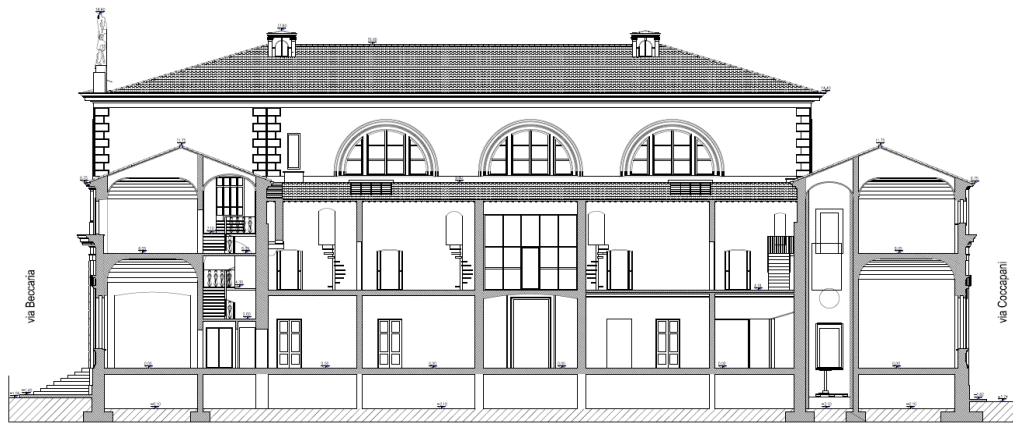


Figura 3-19: Sezione D-D



Figura 3-20: Sezione E-E

3.2.4 DESCRIZIONE STRUTTURALE

Si riporta una breve descrizione degli elementi strutturali che nella fattispecie comprendono:

- Gli elementi verticali (setti murari e colonne);
- Gli orizzontamenti (solai e coperture);
- I collegamenti verticali (scale).

Le strutture verticali appaiono realizzate prevalentemente in muratura di mattoni in laterizio pieno con presenza di elementi lapidei.



Figura 3-21: Distacco dell'intonaco che mette in evidenza sia la vecchia orditura muraria che i rifacimenti più recenti - parete esterna del prospetto sud⁴



Figura 3-22: Tessitura muraria del sottotetto del salone

La disposizione delle murature in pianta è invariata da un piano all'altro, non ci sono pareti in falso, e gli spessori rimangono gli stessi lungo l'altezza. Le pareti esterne sono caratterizzate da spessori di 60 cm, mentre quelle interne vanno dal massimo di 80 cm per il corpo centrale fino a 30 cm per le pareti che dividono i vari ambienti; uno spessore maggiore di 50 cm si considera per le pareti degli androni circolari che costituiscono gli ingressi all'edificio dal Cortile e da via Carmignani.

⁴ Le foto antecedenti al restauro e degli ambienti interni sono state concesse dall'architetto Barbara Gori.

Gli orizzontamenti sono per lo più realizzati con struttura a volta. In particolare sono state individuate cinque distinte tipologie di orizzontamenti, che vengono di seguito descritte in dettaglio: le prime quattro hanno funzione portante, mentre l'ultima è un controsoffitto che però possiede una consistenza tale da poter essere fonte di potenziale vulnerabilità.

In assenza di specifiche informazioni, il sistema di volte si ipotizza essere realizzato in modi diversi, con mattoni posizionati in folio e di coltello, e con rinfianco in materiale sciolto legato con malta probabilmente cementizia. Le tipologie presenti sono:

- a botte
- a ciel di carrozza o a “schifo”
- a crociera

Si riassumono le tipologie di solaio come nel seguito:

- tipo 1: solai intermedi con travi metalliche e piastrelle in cotto a semplice orditura. La loro presenza è limitata al piano ammezzato per gli ambienti che si affacciano sul cortile e su via Carmignani. L'orditura è ortogonale a via Beccaria.
- tipo 2: solaio in legno cassettonato presente alla quota di 7,80 m nella sala udienza sul lato di via Beccaria.
- tipo 3: orizzontamenti voltati secondo le tre tipologie prima elencate.
- tipo 4: le strutture di copertura sono lignee, con travi principali, travicelli secondari e mezzane. In particolare, la copertura del corpo centrale è realizzata con orditura principale in capriate lignee. Il manto di copertura è in coppi per tutto l'edificio.
- tipo 5: controsoffitto in legno con cannicciato ed intonaco non strutturale. Esso costituisce il solaio sottotetto del corpo centrale dell'edificio.



Figura 3-23: da sinistra a destra, solaio tipo 1 e solaio tipo 2



Figura 3-24: Solaio tipo 3: volte a crociera in alto e volte a botte in basso



Figura 3-25: Solaio tipo 4: copertura con capriate del corpo centrale e copertura lignea a una falda dei corpi laterali



Figura 3-26: Solaio tipo 5: intradosso del sottotetto in canniccio del corpo centrale e nodo tra le travi ovoidali lamellari che lo costituiscono

I collegamenti verticali si compongono di doppia rampa per ciascun livello raggiunto e in totale costituiscono tre vani scala presenti nelle torrette dell'edificio. Ciascuna rampa è costituita da gradini a sbalzo in pietra incastrati alla muratura laterale. I pianerottoli anch'essi sono in pietra. Dalle sezioni interne a disposizione si evince che i corpi scala hanno la copertura realizzata con volte a botte.



Figura 3-27: Rampe di scala prima e dopo il restauro

3.2.5 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

Al paragrafo C8A.2 della norma sono elencate alcune tipologie di muratura e i relativi parametri meccanici. In particolare nella tabella C8.A.2.1 sono raccolti, per ogni diversa tipologia muraria, i valori di riferimento minimi e massimi dei parametri meccanici, il valore medio del peso specifico e i valori dei moduli di rigidezza riferiti a condizioni non fessurate.

Questi dati sono riferiti alle seguenti condizioni:

- malta di caratteristiche scarse;

- assenza di ricorsi (listature);
- paramenti semplicemente accostati o mal collegati;
- muratura non consolidata.
- tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte.

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq 40\%$)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

Figura 3-28: Valori di riferimento medi dei parametri meccanici (minimi e massimi) e del peso specifico per diverse tipologie di muratura (Tab. C8.A.2.1 della Circolare applicativa)

Nel caso in cui la muratura presenti caratteristiche migliori rispetto ai suddetti elementi di valutazione, le caratteristiche meccaniche saranno ottenute, a partire dai valori di Tabella C8A.2.1, applicando coefficienti migliorativi fino ai valori indicati nella Tabella C8A.2.2.

Questi coefficienti sono definiti, per ciascuna tipologia muraria, in funzione delle caratteristiche costruttive, dei materiali, e dei possibili interventi di consolidamento rilevati. Si precisa che nel caso di murature consolidate i valori riportati in tabella, sono da considerare come riferimento, nel caso in cui non sia comprovata, con

opportune indagini sperimentali la reale efficacia dell'intervento e siano quindi misurati, con adeguato numero di prove, i valori da adottarsi nel calcolo.

Nel caso in esame, sulla base delle immagini a disposizione e mostrate al precedente paragrafo, si ipotizza che la tipologia di muratura di mattoni e malta di calce possa essere sufficientemente rappresentativa per il caso studio.

I parametri meccanici assunti nella modellazione sono:

- $f_m = 240 \text{ N/cm}^2$
- $\tau_0 = 6 \text{ N/cm}^2$
- $E = 1500 \text{ N/mm}^2$
- $G = 500 \text{ N/mm}^2$
- $w = 18 \text{ kN/m}^3$

Infine per tener conto del grado di incertezza associato al livello di conoscenza raggiunto, i valori delle resistenze dei materiali ottenuti con i metodi descritti devono essere divisi per il fattore di confidenza (FC). Nel caso della muratura la riduzione non coinvolge i moduli di elasticità, in quanto tale effetto, a differenza di quanto accade per i valori di resistenza, non può, a priori, essere sempre interpretato come cautelativo, si ha quindi:

$$f_d = \frac{f_m}{\gamma_m FC} \quad \tau_d = \frac{\tau_0}{\gamma_m FC}$$

dove:

f_d e τ_d : resistenza di calcolo rispettivamente a compressione e a taglio della muratura;

f_m e τ_0 : resistenza media rispettivamente a compressione e a taglio della muratura;

γ_m : coefficiente parziale di sicurezza (per le strutture in muratura assume i valori: 3 per analisi statiche; 2 per analisi sismiche e 1 per analisi statica non lineare);

FC: fattore di confidenza.

Nel caso in esame si assume che il livello di conoscenza del fabbricato è pari a LC1, il che comporta un valore di FC pari a 1.35, e quindi un abbattimento del 35%, in sede di verifica, delle resistenze di calcolo dei materiali:

- $f_m = 177,77 \text{ N/cm}^2$
- $\tau_0 = 4,44 \text{ N/cm}^2$
- $E = 1500 \text{ N/mm}^2$
- $G = 500 \text{ N/mm}^2$
- $w = 18 \text{ kN/m}^3$

3.2.6 ANALISI DEI CARICHI

Le azioni analizzate per tale struttura sono:

- Azioni permanenti (G) in cui quelli strutturali sono dati principalmente dal peso proprio delle murature e delle scale, dal peso delle varie tipologie di solaio;
- Azioni variabili (Q), in particolare il carico di esercizio e il carico neve;
- Azione sismica (E).

AZIONI PERMANENTI

Il peso della muratura è stato assunto pari a quello proposto nel paragrafo precedente, e pari a 18 kN/m^3 .

Il peso dei solai, delle scale e delle coperture è stato dedotto tramite l'analisi dei carichi condotta per ogni tipologia presente nel palazzo e di cui, di seguito si riportano riassunti i risultati.

La determinazione dei carichi richiede un'analisi accurata che tenga conto delle specificità dell'edificio in esame. Vale la pena precisare che mentre per la tipologia di orizzontamenti lignei e con travi metalliche l'intradosso risulta visibile e quindi è stato possibile dedurre i dettagli (elementi costituenti e dimensioni geometriche), per la tipologia voltata non si conosce la stratigrafia di ciascuna volta (spessori della muratura e dei riempimenti). In ogni caso, lo spessore dei riempimenti delle volte presenti, è stato dedotto dalla quota dei pavimenti.

LIBRERIA CARICHI PERMANENTI	
Tipologia	Peso [daN/m^2]
Solaio tipo 1	160
Solaio tipo 2	177
Solaio tipo 3	calcolato per ogni tipologia
Solaio tipo 4	170
Solaio tipo 4 - capriate	240
Solaio tipo 5	85
Scale	300

AZIONI VARIABILI

I carichi d'esercizio comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera. In particolare:

categoria	ambienti	q_k [kN/m ²]
B	Uffici aperti al pubblico	3
C	Ambienti suscettibili di affollamento (scale e passerella)	4
E	Biblioteche e archivi	10
H	coperture	0,5

Il carico neve, calcolato secondo le indicazioni di normativa, è pari a 48 daN/m².

AZIONE SISMICA

Il fabbricato in esame è sito nel comune di Pisa e le coordinate sono:

Longitudine: 10.4145

Latitudine: 43.7117

La vita nominale è stata considerata pari a 50 anni con un coefficiente d'uso pari a 1,5.

La categoria del sottosuolo è stata ipotizzata D e la categoria topografica T1.

Lo spettro elastico dell'azione sismica è il seguente.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limi SLV

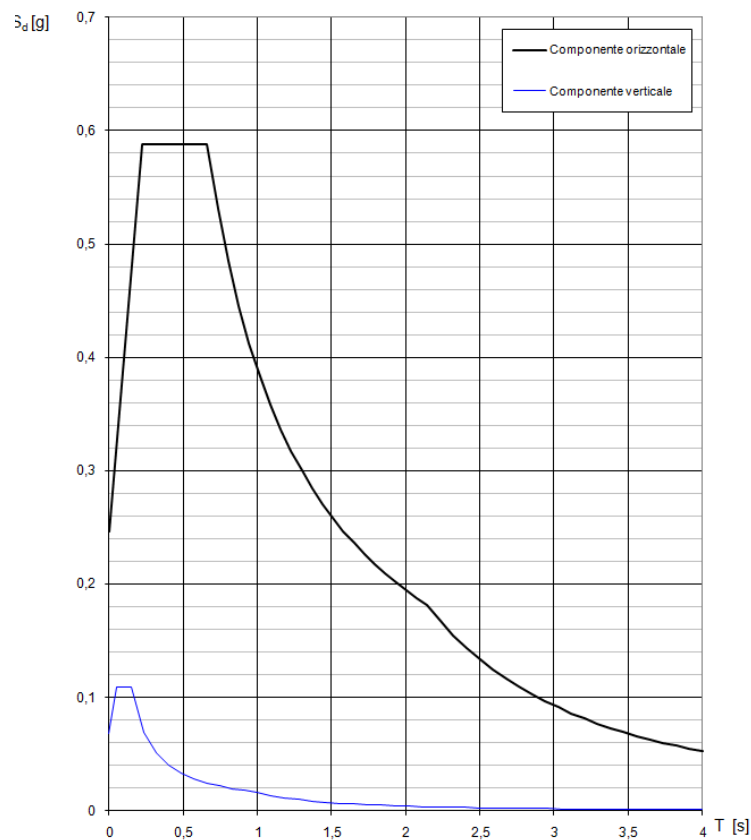


Figura 3-29: Spettro di risposta elastico

3.3 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Si riporta la suddivisione delle pareti in pianta, la numerazione rappresentata è quella a cui si farà riferimento nel seguito per identificare ciascuna parete.

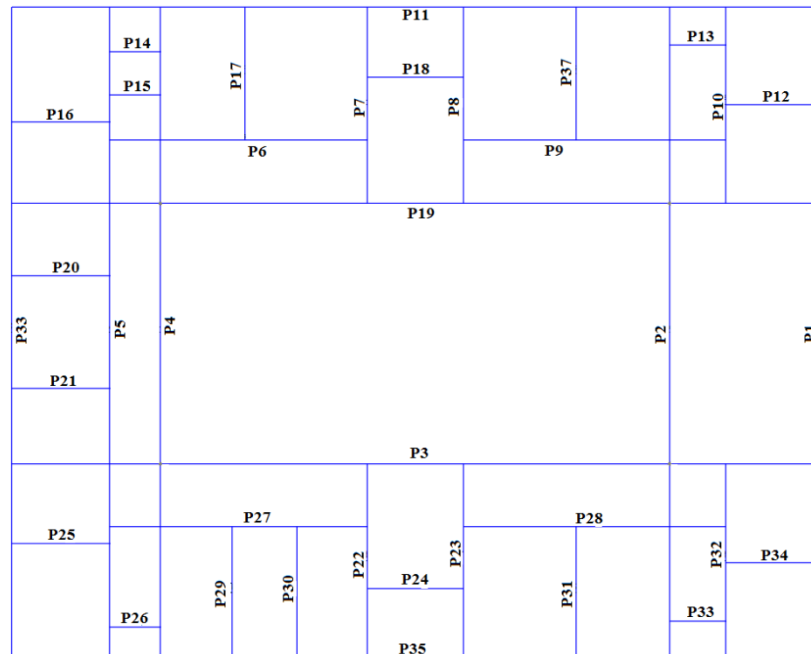


Figura 3-30: Identificazione delle pareti in pianta

3.3.1 MODELLAZIONE IN 3Muri

La modellazione del fabbricato è avvenuta per livelli, nel caso specifico è stato necessario definirne quattro, per ognuno dei quali si stabilisce una quota, generalmente coincidente con la quota di piano.

In questa fase sono stati incontrati alcuni problemi per cercare di mantenere il modello il più fedele possibile alla realtà, l'edificio presenta una variabilità altimetrica e alcuni solai si trovano a quote differenti gli uni dagli altri.

In particolare si è scelto:

- Livello 1 fino alla quota di 4 m coincidente con quella dei solai del piano ammezzato;
- Livello 2 fino alla quota di 7 m coincidente con quella di alcuni solai che dividono il piano terra dal primo piano e gli altri sono stati abbassati fino alla quota di 6 m;
- Livello 3 fino alla quota di 10 m coincidente con il sottotetto delle torrette;
- Livello 4 fino alla quota di 13,60 m coincidente con il sottotetto del corpo centrale dell'edificio.

In riferimento alla copertura del corpo centrale e delle torrette, si è optato per semplificare il modello e riprodurre i soli effetti in termini di massa riportando i carichi a livello del piano sottotetto.

Invece, per consentire la modellazione delle murature degli ambienti sottotetto (timpani) dei corpi laterali è stato necessario modellare una falda flessibile che consenta il trasferimento del carico della copertura lignea alle pareti secondo il verso di orditura.

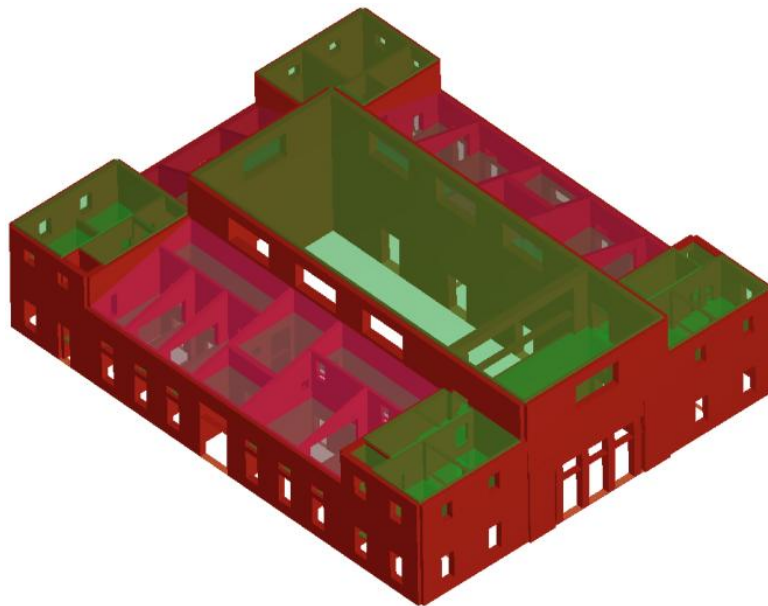


Figura 3-31: Vista tridimensionale – Prospetto ovest su via Beccaria e Prospetto nord su via Carmignani

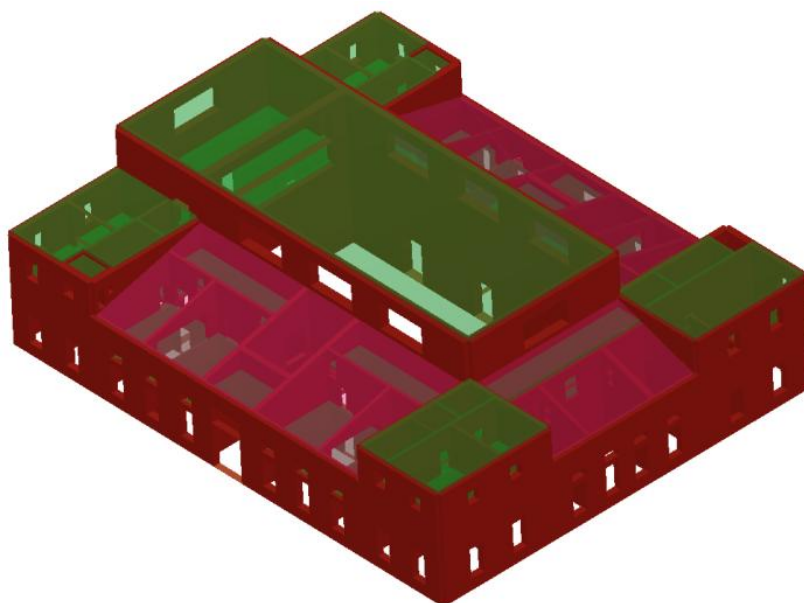


Figura 3-32: Vista tridimensionale - Prospetto est su via Coccapani e Prospetto sud lato cortile

Date le ridotte dimensioni del porticato su via Beccaria, si è deciso di modellare le colonne con architrave come una parete con aperture che rappresentano lo spazio libero tra una colonna e l'altra. In questo modo tale porzione di parete verrà anch'essa schematizzata con elementi maschio e fascia, piuttosto che con elementi trave e colonna.

Per quanto riguarda l'assegnazione dei materiali, per tutti gli elementi considerati, si è assegnato, quindi, un unico materiale caratterizzato dalle caratteristiche meccaniche stimate per il tipo di muratura in esame:

- $E = 1500 \text{ MPa}$
- $G = 500 \text{ MPa}$
- $f_m = 240 \text{ N/cm}^2$
- $\tau_0 = 6 \text{ N/cm}^2$
- $w = 18 \text{ kN/m}^3$

Si riportano alcuni esempi, per l'edificio in studio, di schematizzazione a telaio equivalente assemblato sia per pareti caratterizzate da una configurazione di aperture regolari che irregolari, e una vista globale del modello tridimensionale:

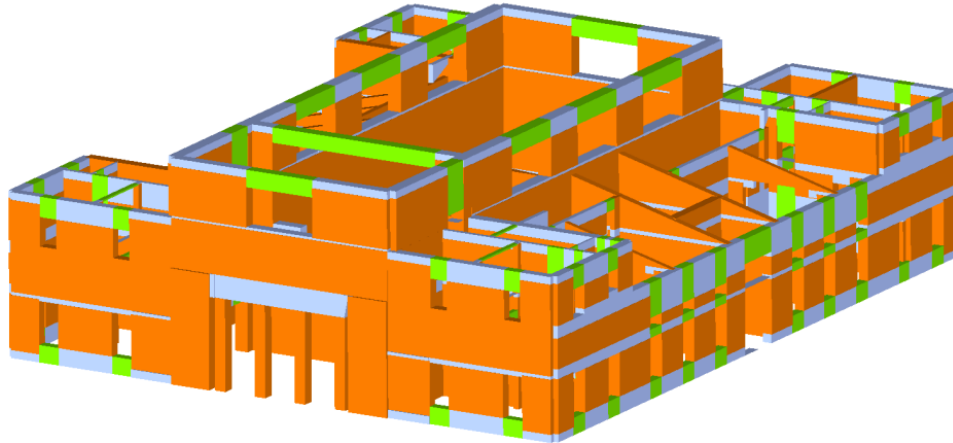


Figura 3-33: Vista tridimensionale globale della mesh strutturale

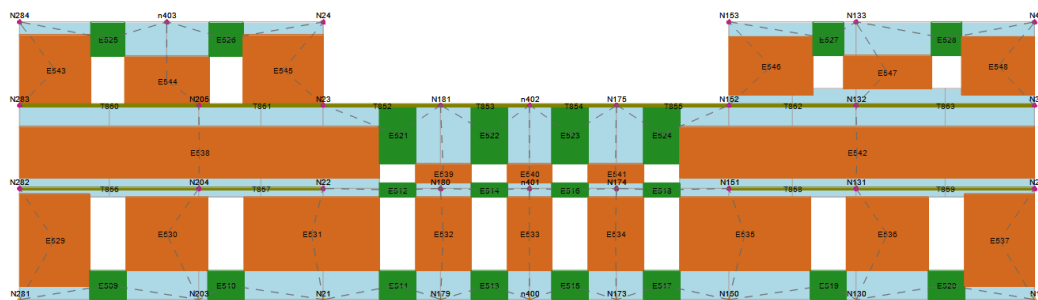


Figura 3-34: P33 - mesh della parete

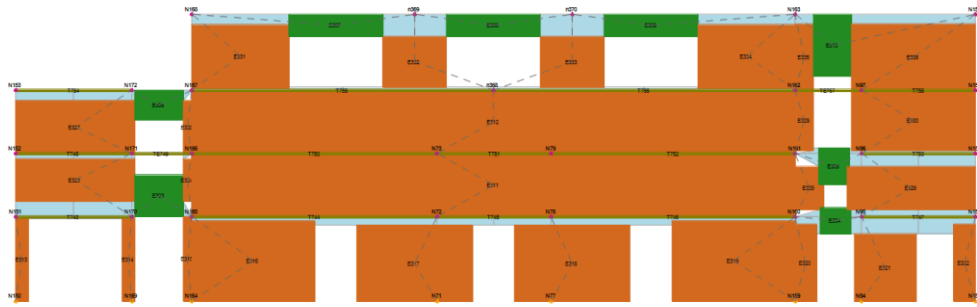


Figura 3-35: P19 - mesh della parete

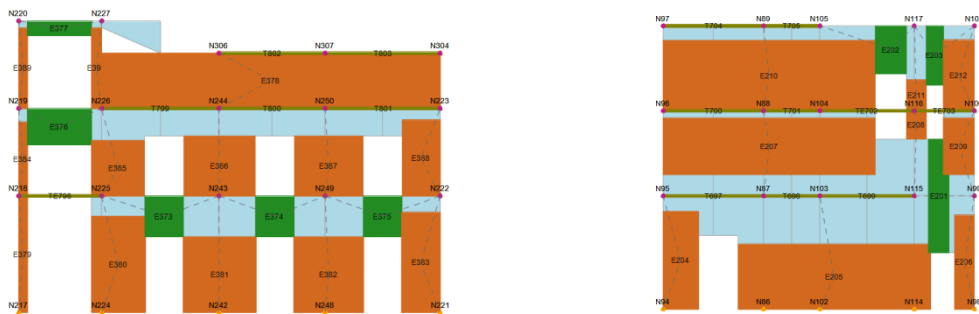


Figura 3-36: Mesh di pareti interne all'edificio: da sinistra verso destra, P27 e P10

Dalle precedenti immagini è possibile leggere la schematizzazione dei maschi e delle fasce. In verde si indicano le dimensioni dei pannelli rappresentativi delle fasce e in arancione quelle dei maschi, i nodi rigidi sono invece colorati in azzurro.

Particolare attenzione va prestata alla discretizzazione operata in presenza di irregolarità: ad esempio, qualora le aperture non risultino allineate.

È il caso, ad esempio, della parete P19, dove la porta al terzo livello è più grande della sottostante apertura, posta eccentricamente; la larghezza risultante della fascia, posta tra le due aperture, è ottenuta mediando le posizioni delle estremità delle aperture. Una simile schematizzazione si legge nella parete P10.

Sempre nella parete P19 essendovi, inoltre, una differenza di spessore, si nota la creazione di maschi distinti per un'unica parete, in prossimità delle suddette aperture.

Qualora vi sia una discontinuità di aperture tra un piano e l'altro, la strategia proposta dal software è quella di inserire un elemento rigido all'interfaccia tra i due livelli, come accade, ad esempio, nelle pareti P33, P10 e anche P27. In quest'ultima, ad esempio, superiormente è presente una parete e inferiormente c'è una parete con aperture, pertanto non è possibile riprodurre il medesimo schema per entrambi i livelli. Al fine di rendere coerente il telaio, è necessario imporre la congruenza degli spostamenti dei nodi N226, N244, N250, N223, allineati lungo la direzione del

secondo livello. Tale operazione si esplica interponendo un elemento elastico infinitamente rigido assialmente e flessionalmente tra i due piani.

Il criterio proposto da 3Muri è una semplificazione del criterio più complesso proposto da Dolce (1989).

3.3.2 MODELLAZIONE IN PCM

Anche in questo caso, come descritto per il programma 3Muri, le coperture non sono state modellate, ed i relativi carichi sono stati ripartiti linearmente sulle pareti interessate.

Ciascun livello si considera deformabile, ma i singoli campi di solaio come infinitamente rigidi.

Il materiale adottato per tutti gli elementi ha le caratteristiche relative alla muratura in mattoni pieni e malta di calce.

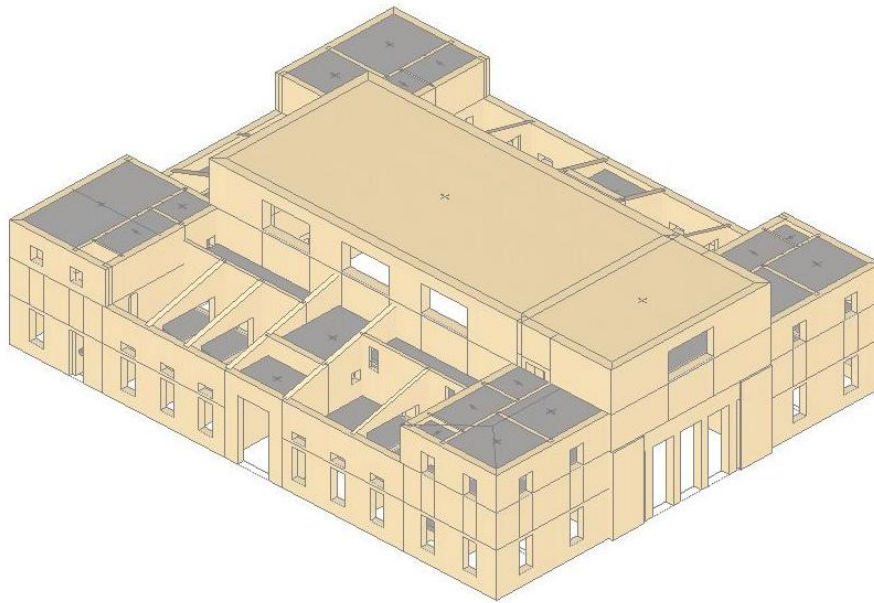


Figura 3-37: Vista tridimensionale - Prospetto ovest su via Beccaria e Prospetto nord su via Carmignani

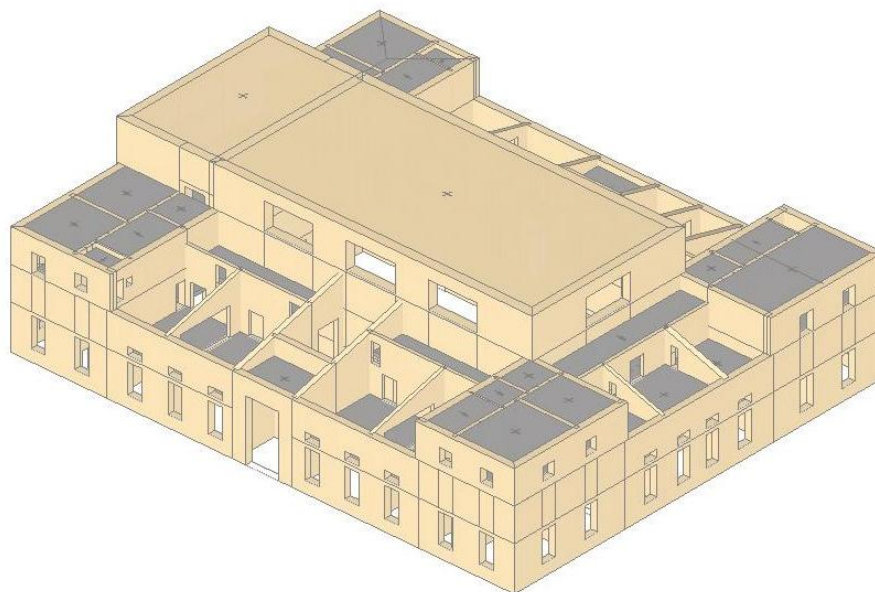


Figura 3-38: Vista tridimensionale - Prospetto est su via Coccapani e Prospetto sud lato Cortile

Si riportano di seguito alcuni esempi, per l'edificio in studio, di schematizzazione a telaio equivalente spaziale sia per pareti caratterizzate da una configurazione di aperture regolari che irregolari, e una vista globale del modello tridimensionale. Appare evidente la diversa modalità di mesh delle pareti rispetto al programma 3Muri.

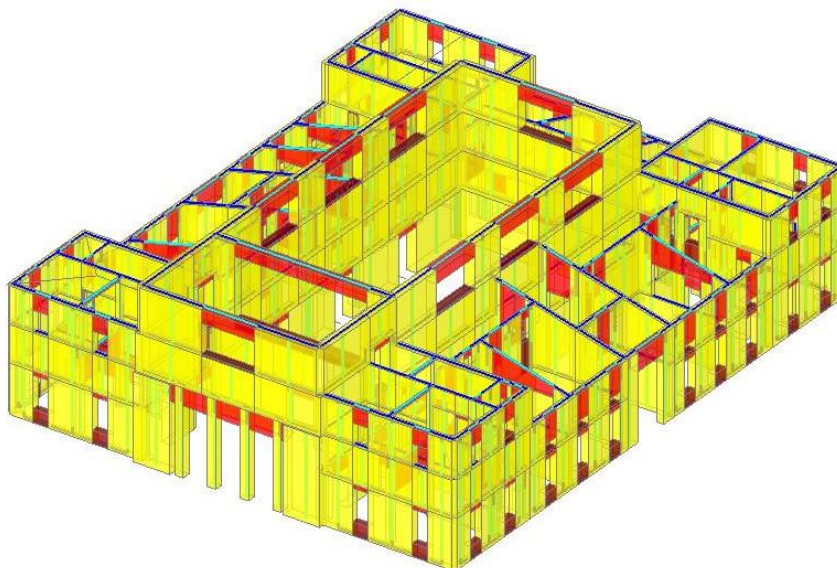


Figura 3-39: Vista tridimensionale globale della mesh strutturale

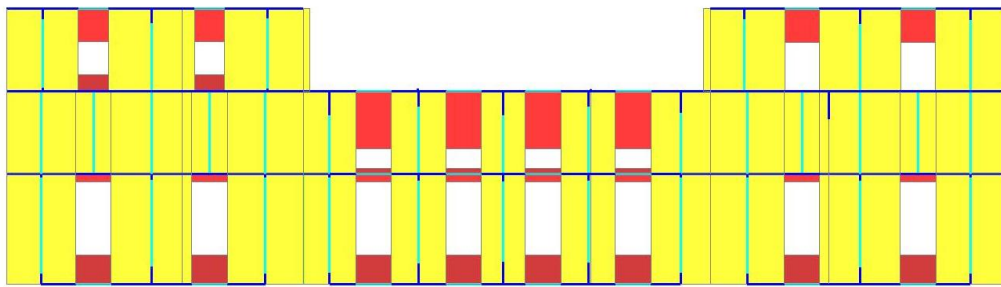


Figura 3-40: P35 - mesh della parete

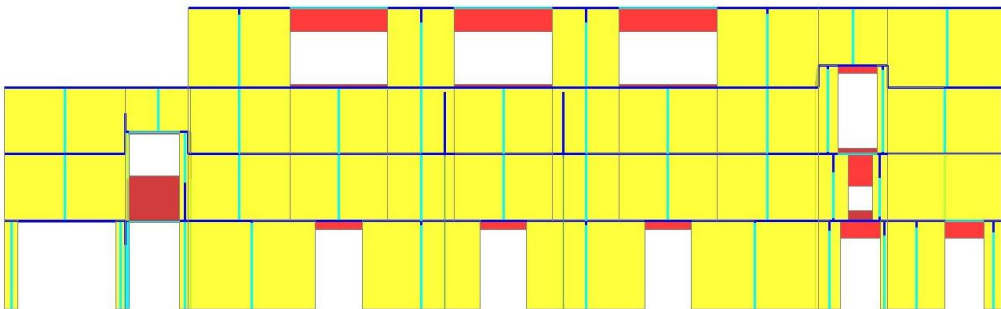


Figura 3-41: P19 - mesh della parete

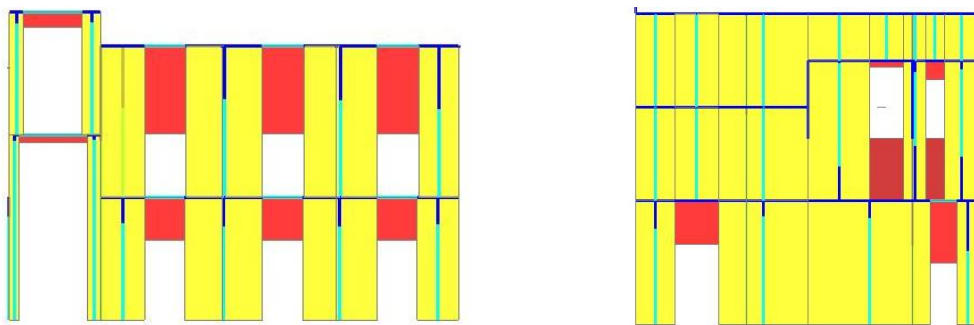


Figura 3-42: Mesh di pareti interne all'edificio; da sinistra a destra: P27 e P10

Dalle precedenti immagini è possibile leggere la schematizzazione dei maschi e delle fasce in aste (assi baricentrici dei pannelli) la cui lunghezza deformabile (Dolce, 1989) è evidenziata con colore ciano, mentre i link rigidi hanno colore blu. In rosso si indicano le dimensioni dei pannelli rappresentativi delle fasce e in giallo quelle dei maschi.

Anche a seguito dell'inserimento delle varie aperture, si è scelto di suddividere in più ritmi le pareti che avessero una lunghezza maggiore del doppio dell'altezza, come si vede ad esempio nella mesh della parete P19.

Questo permette una più corretta trasmissione dei carichi con i maschi soprastanti e sottostanti e, fra l'altro, consente di considerare l'assemblaggio delle rigidità alla traslazione di maschi adiacenti per considerare l'effetto flessionale corrispondente alla

parete piena complessiva: in pratica questo comporta un'amplificazione della rigidezza delle singole porzioni, in modo che la somma delle rigidezze equivalga alla rigidezza della parete piena composta dalle sottoporzioni di maschi.

A tal proposito, si vedrà più avanti, in merito al danneggiamento delle pareti, che PCM opera sottoponendo a verifica ogni singola porzione; quindi, potrà accadere che per lo stesso maschio murario possono essere presenti porzioni di maschio verificate ed altre non verificate. Viceversa, se si considerasse un'omogeneizzazione delle sollecitazioni si otterrebbero valori medi che potrebbero non tenere adeguatamente conto delle debolezze strutturali locali.

Per modellare la collaborazione dei pannelli murari semplici in cui si compone una sezione a "L" o a "T", si inserisce, in corrispondenza dell'intersezione in pianta fra i due pannelli murari semplici, a livello del piano baricentrico del solaio soprastante, un collegamento rigido costituito da due bracci infinitamente rigidi a taglio e a flessione al fine di garantire (al livello dei solai) la compatibilità degli spostamenti verticali delle pareti all'incrocio, dovuta, ad esempio, all'ammorsamento dei pannelli nelle zone di intersezione per effetto dello sfalsamento ed ingranamento dei blocchi d'angolo.

Ai fini dello studio della vulnerabilità dell'edificio, appare più corretto tener conto del contributo della rigidezza trasversale dei maschi murari ed effettuare, in sede di analisi, le verifiche a pressoflessione per azioni ortogonali al piano della parete.

Verrà comunque sottolineata la notevole differenza che si ottiene dalle analisi quando si trascura la rigidezza e la resistenza fuori piano delle pareti.

3.4 ANALISI MODALE

L'analisi che si riporta nel seguito si limita alla determinazione delle caratteristiche dinamiche, ossia al calcolo dei modi di vibrare della struttura, senza condurre ulteriori analisi di sollecitazioni e deformazioni. Infatti, è necessaria l'esecuzione dell'analisi modale per accertare l'applicabilità dell'analisi statica non lineare, assoggettata appunto al verificarsi delle condizioni riguardanti la massa partecipante e riportate ai paragrafi §7.3.4.1, §7.8.1.5.4 e C8.7.1.4 della normativa italiana.

Negli edifici esistenti difficilmente è possibile considerare i solai come rigidi nel loro piano, ma è altrettanto difficile valutare una rigidezza che li rappresenti per la loro reale tipologia.

Per il caso dell'edificio della Procura di Pisa, si è visto che le tipologie di orizzontamenti presenti sono svariate: volte in muratura, a botte e a crociera, con apparecchiature sia in foglio che in coltello, solai con travi metalliche e pianelle in cotto e coperture in legno.

Per il presente lavoro di tesi si sceglie di modellare i campi di solaio presenti come rigidi e caricati come indicati dall'analisi dei carichi svolta nei paragrafi precedenti.

Per l'ipotizzata infinita rigidezza dell'orizzontamento, si avrà una ripartizione delle azioni sismiche globali tra le singole pareti.

Quanto detto rende più agevole la mobilitazione di una percentuale accettabile di massa entro i primi modi propri di vibrare del modello.

A tal proposito, la normativa attuale specifica i criteri di applicabilità dell'analisi statica non lineare, ed in particolare per gli edifici in muratura *è applicabile anche nei casi in cui la massa partecipante del modo di vibrare naturale principale sia inferiore al 75% della massa totale ma comunque superiore al 60%*⁵.

Di seguito sono riportati i risultati dell'analisi dei modi propri di vibrare del modello utilizzato nell'analisi statica non lineare.

⁵ §7.8.1.5.4 – NTC08

MODO	T [s]		M _x [%]		M _y [%]	
	3MURI	PCM	3MURI	PCM	3MURI	PCM
1	0,226	0,272	3,35	0,00	0,02	0,10
2	0,224	0,190	2,17	0,60	0,06	74,50
3	0,190	0,184	0,03	91,90	64,36	0,90
4	0,180	0,167	83,61	0,40	0,05	12,30
5	0,161	0,102	0,04	0,10	14,25	0,00
6	0,143	0,099	0,07	0,00	0,76	7,40

Si nota come in questo caso sia possibile applicare l'analisi pushover perché il comportamento dinamico del modello è governato dal modo 4 e 3 per la direzione X, rispettivamente con l'83,61% di massa partecipante nel caso del modello 3Muri e con il 91,90% per il modello PCM, e dal modo 3 e 2 lungo Y, rispettivamente con il 64,36% di massa partecipante in 3Muri e il 74,50% con PCM.

Dall'analisi dei risultati si evidenzia che il periodo dei modi con maggiore massa partecipante coincide per entrambi i programmi, ma la massa mobilitata in PCM è maggiore rispetto a quella rilevata in 3Muri. Questa differenza è imputabile all'ipotesi di funzionamento del modello in 3Muri che non considera l'interazione tra pareti ortogonali; quindi, viene meno l'effetto "scatola", reso in PCM attraverso dei link rigidi d'angolo, che contribuisce in maniera sostanziale a migliorare la risposta dinamica del modello. In 3Muri si assegna al solo orizzontamento rigido la funzione di collegamento fra i nodi in sommità di pannelli ortogonali tra di loro e non tiene in nessun conto l'effetto irrigidente garantito dalla loro intersezione.

Occorre comunque ricordare che al punto C8.7.1.4 la normativa italiana specifica che *per costruzioni esistenti è possibile utilizzare l'analisi statica non lineare, assegnando come distribuzione principale e secondaria, rispettivamente, la prima distribuzione del Gruppo 1 e la prima del Gruppo 2, indipendentemente dalla percentuale di massa partecipante sul primo modo principale.*

Nel seguito si riportano le deformate in pianta dei due modi principali per entrambi i programmi. In particolare, le deformate di 3Muri si riferiscono al secondo livello dove è possibile apprezzare gli spostamenti differenti di nodi appartenenti allo stesso piano; questo perché si è visto come i solai siano distribuiti a quote differenti e ad ogni piano non interessano tutti gli ambienti.

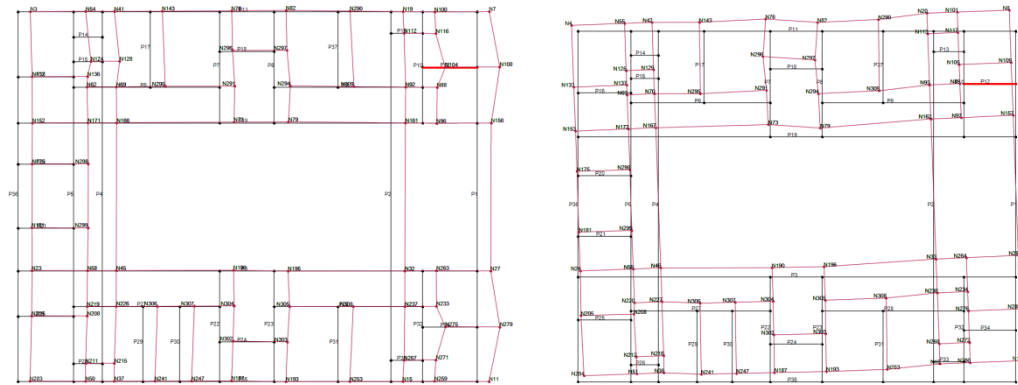


Figura 3-43: Deformata in pianta del primo piano del 4° e 3° modo proprio – 3Muri

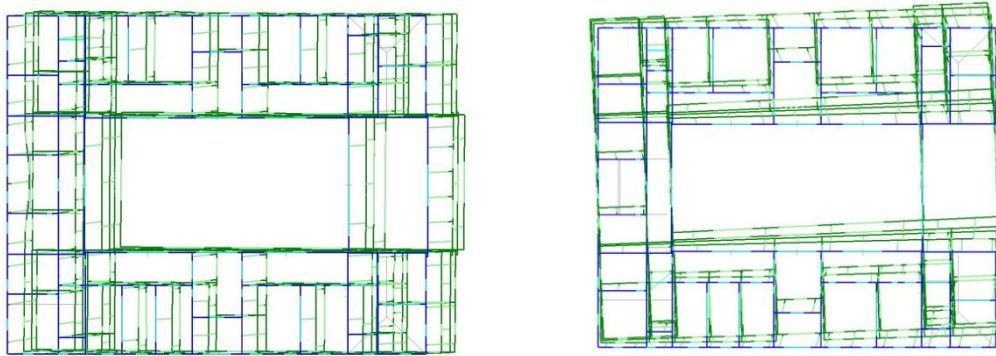


Figura 3-44: Deformata in pianta del 3° e 2° modo proprio - PCM

3.5 ANALISI STATICA NON LINEARE

3.5.1 PREMESSA

L'analisi sismica di tipo statico non lineare è stata eseguita con i macroelementi fenomenologici di 3Muri e con il metodo a telaio equivalente puro in PCM.

Il fabbricato si compone di muri disposti secondo le due direzioni ortogonali. Si sono considerate, quindi, come direzioni per l'analisi pushover le due principali, X e Y, lungo le quali si ha la maggiore eccitazione di massa, come si evince dai risultati dell'analisi modale.

La direzione Y è stata identificata come quella parallela a via Beccaria e via Coccapani.

Per ciascuna direzione principale e per ciascun verso (positivo e negativo) della forzante sismica, sono state considerate le seguenti distribuzioni di forze d'inerzia, fra quelle possibili indicate dalla normativa NTC2008 al § 7.3.4.1:

- Gruppo 1 – distribuzioni principali: *distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare.*
- Gruppo 2 – distribuzioni secondarie: *distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione.* Cioè una distribuzione di carico proporzionale alle masse presenti.

3.5.2 VALIDAZIONE DEI MODELLI

Il primo controllo da effettuare col modello assemblato è sicuramente una validazione dello stesso, per verificare che non vi siano dei problemi di stabilità numerica. Effettuare un controllo su un modello di questa complessità non è facile; la strada che si sceglie di seguire riguarda la valutazione della sensibilità del modello al variare di alcuni parametri, come il nodo di controllo.

3.5.2.1 STABILITA' DEI MODELLI AL VARIARE DEL NODO DI CONTROLLO

Un aspetto critico nell'analisi sismica degli edifici con variabilità altimetrica è la scelta del nodo di controllo, questo deve rappresentare lo spostamento dell'intero edificio sotto l'azione sismica per cui la sua posizione dovrà essere attentamente valutata. Tale scelta deve essere effettuata dal progettista con un certo spirito critico, evitando situazioni singolari e poco rappresentative del comportamento globale

dell'edificio. Gli aspetti salienti per la scelta del nodo si possono schematizzare in alcune semplici linee guida:

- il nodo di controllo deve possibilmente interessare la parete che giunge a collasso (altrimenti se il nodo subisce spostamenti limitati, il procedimento terrebbe a sottostimare la capacità del sistema).
- il nodo deve essere possibilmente posizionato sull'ultimo livello significativo del fabbricato; meglio tuttavia evitare torrette poiché potrebbe rendere più difficoltosa l'interpretazione della curva .

La scelta del nodo può condizionare in parte i risultati, il suo posizionamento in una zona “forte” dell'edificio può generare una curva che sottostima gli spostamenti e perciò non conservativa. Nel caso di solai infinitamente rigidi nel piano anche una scelta poco oculata della posizione in pianta non porta a grandi errori in quanto le azioni tendono a ridistribuirsi su tutti i maschi in modo omogeneo, perciò non si avranno grandi spostamenti differenziali tra i vari nodi. Operando invece con solai flessibili l'analisi diventa più sensibile alla posizione del nodo di controllo. Per ovviare in parte a questi problemi, anziché utilizzare un nodo specifico del modello, si può riferire la curva alla media o alla media pesata sulla massa nodale, degli spostamenti di piano. La generazione della curva avviene sempre tramite un nodo singolo, ma la sua graficizzazione è effettuata tramite i valori medi. Tale operazione equivale, nel caso di orizzontamento rigido, a riferire il calcolo allo spostamento baricentrico⁶. Questo artificio però trova delle limitazioni quando si ha a che fare con strutture non regolari in altezza. Quando i nodi su uno stesso livello sono in parte di copertura e in parte interni a corpi di fabbrica, operare con gli spostamenti medi può diventare fuorviante. Nel seguito verrà valutato come la scelta del nodo di controllo può influenzare la generazione della curva pushover e quali scelte possono definirsi migliori di altre.

ANALISI PUSHOVER IN 3Muri AL VARIARE DEL NODO DI CONTROLLO

I nodi presi in esame per i confronti sono quelli riportati in figura sotto ma, considerando solai rigidi, la graficizzazione della curva avviene tramite i valori degli spostamenti medi pesati sulla massa e quindi riferisce il calcolo allo spostamento baricentrico.

⁶ A.Galasco, S.Lagomarsino, A.Penna (2006), *On the use of pushover analysis for existing masonry buildings*. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology

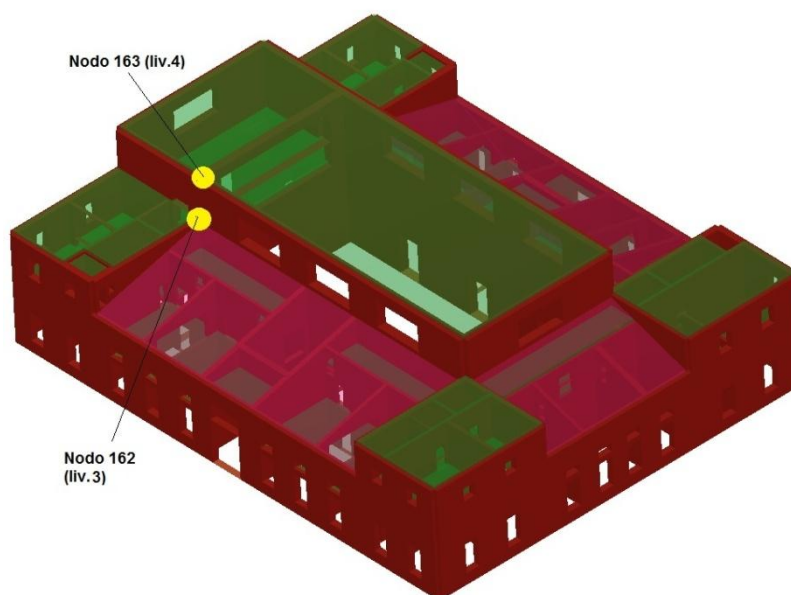


Figura 3-45: Nodi di controllo presi in considerazione

I risultati della pushover sono molto variabili, funzione dell'analisi scelta per il confronto e della distribuzione delle azioni sismiche (masse o 1°modo). Si prende come esempio di paragone la verifica in direzione +Y, con carichi proporzionali al primo modo di vibrare della struttura.

Trattandosi di un'analisi non lineare, è bene ricordare che quella che si ottiene non è una soluzione esatta, bensì una soluzione avente un certo livello di precisione, ovvero con un errore ritenuto accettabile (secondo una data tolleranza): al crescere della tolleranza l'errore sarà maggiore, mentre diminuirà riducendola. Al di sotto di una certa soglia di tolleranza non vi sarà più una sensibile variazione della curva; tale condizione corrisponderà alla soluzione accettabile del problema.

Per il caso studio si è provato che scendere oltre la soglia dello 0,5% non porta a sensibili variazioni delle curve.

La bontà della soluzione, oltre che dalla tolleranza, dipende dalla scelta del numero di sottopassi che compongono l'analisi: nel caso studio si è stabilito di chiedere 400 sottopassi di analisi per raggiungere lo spostamento finale di 4 cm del nodo di controllo (ovvero al singolo sottopasso si impone un incremento di un decimo di millimetro). Un numero minore di sottopassi potrebbe portare alla perdita di alcune informazioni.

Nelle curve è impostato anche il controllo sulla capacità deformativa degli elementi (secondo quanto previsto dalla norma e illustrato nel §7.8.2.2.1, §7.8.2.2.2 delle NTC08 e C8.7.1.4 della Circolare 617).

In particolare il valore del *drift* è assunto dello 0,4% dell'altezza del pannello, nel caso di rottura per taglio, e pari allo 0,6%, nel caso di rottura per pressoflessione. Superata tale soglia i pannelli non offrono più il loro contributo resistente alla risposta globale della costruzione. La curva complessiva presenta, quindi, dei bruschi cambi di forma, solitamente associati ad una perdita di resistenza, corrispondente al superamento dei massimali di *drift* nei singoli elementi.

L'impianto di verifica dell'analisi statica non lineare (nella formulazione della normativa) non ritiene sufficiente il collasso del singolo pannello, ma prescrive il raggiungimento dello stato limite ultimo in corrispondenza del decadimento del taglio alla base al di sotto dell'80% rispetto al taglio massimo raggiunto (ovvero una riduzione del 20%)

Ciò che rappresenta il software 3Muri è proprio la curva utile, ovvero la curva è interrotta al passo in cui si raggiunge il decadimento complessivo del taglio del 20%.

Nodo controllo 162 – Grafico pushover e danneggiamento all'ultimo step

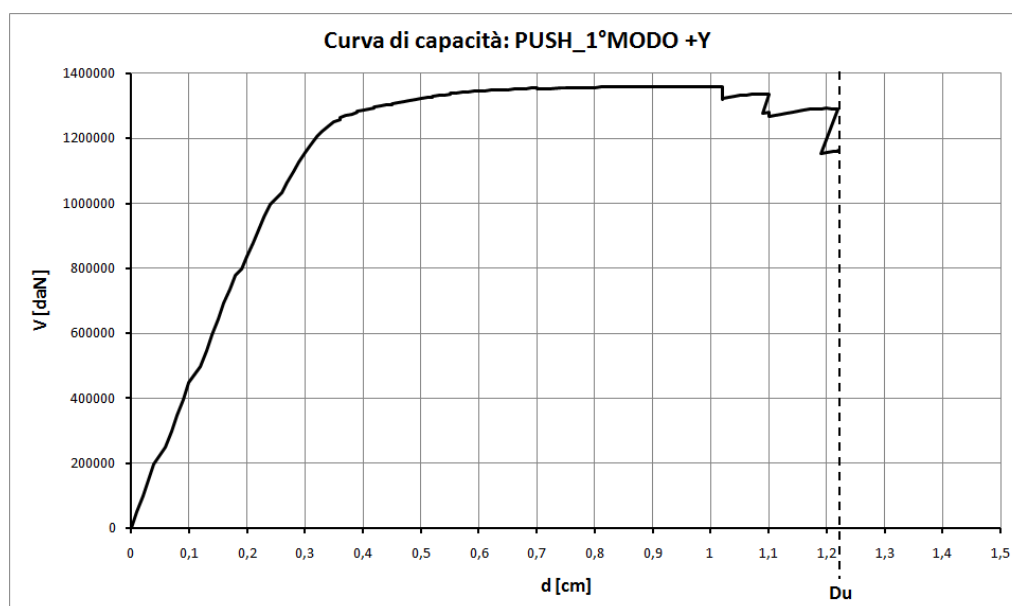


Figura 3-46: Curva di capacità dell'analisi 1°MOD0 +Y – nodo 162

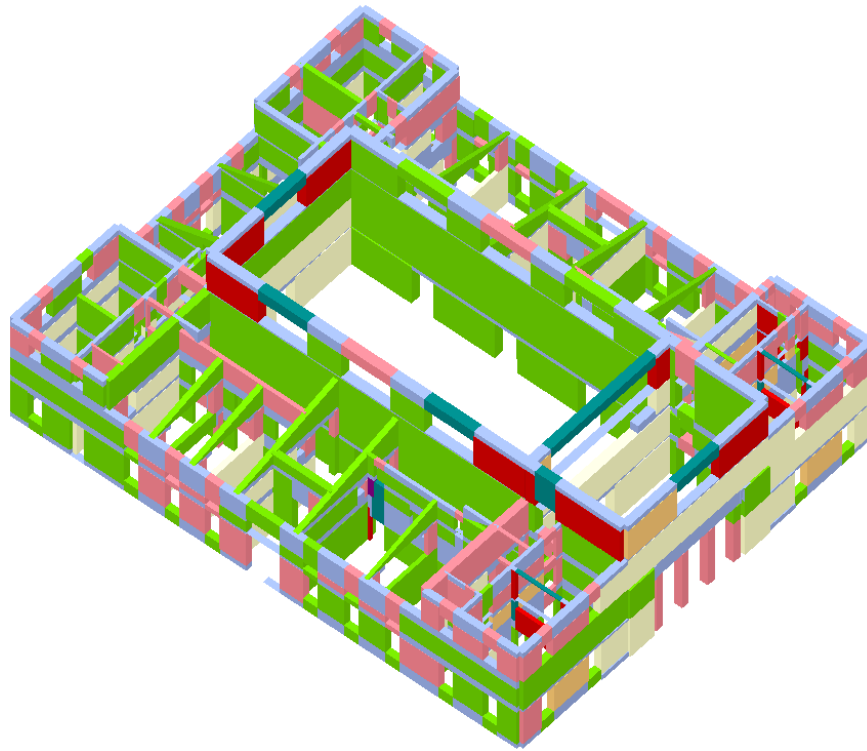


Figura 3-47: Vista tridimensionale dello stato di danneggiamento al termine della curva

Nodo controllo 163 – Grafico pushover e danneggiamento all'ultimo step

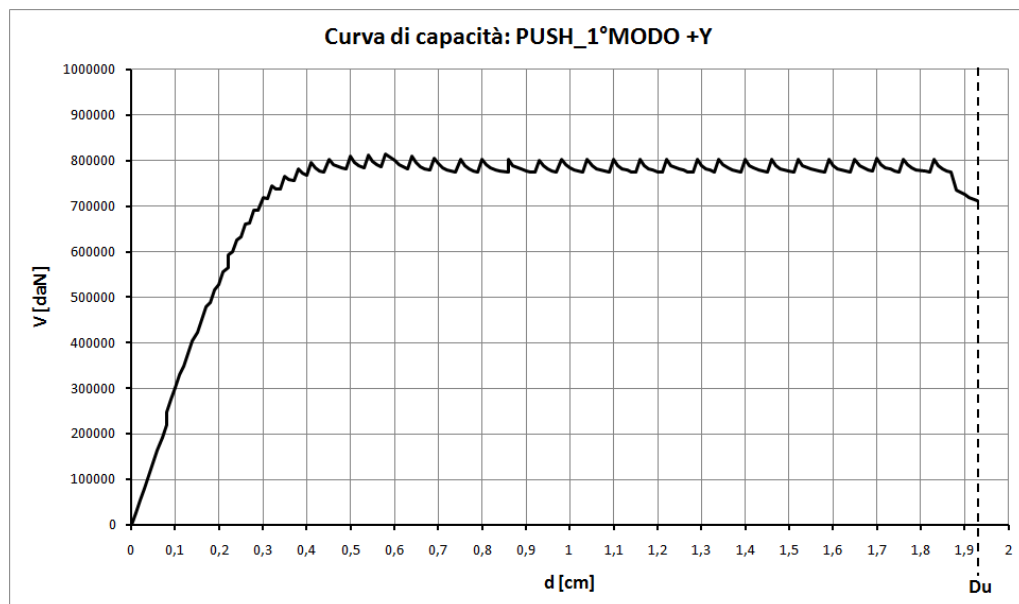


Figura 3-48: Curva di capacità dell'analisi 1°MOD0 +Y - nodo 163

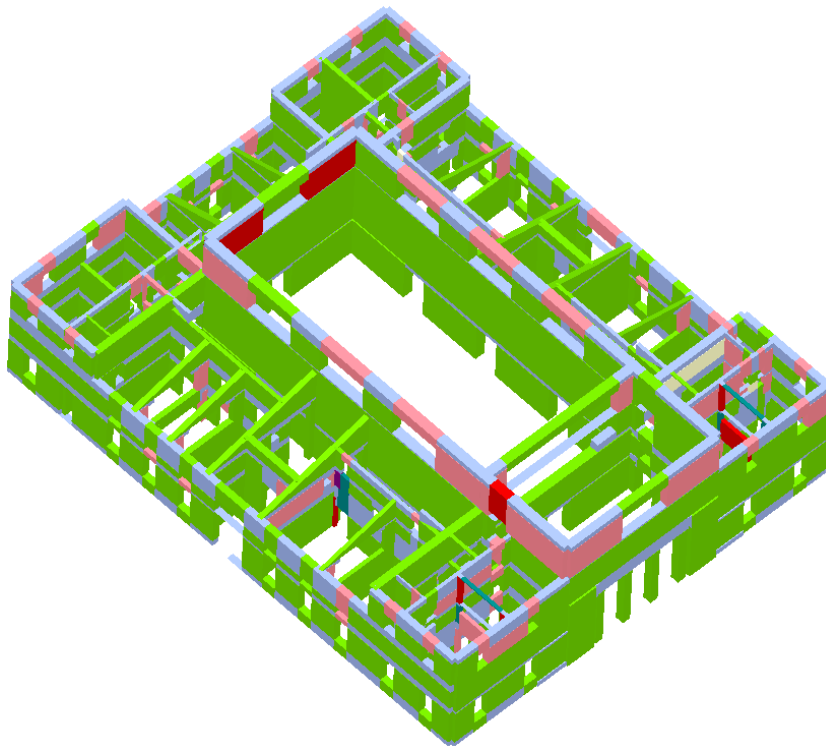


Figura 3-49: Vista tridimensionale dello stato di danneggiamento al termine della curva

Già da questi risultati si possono fare importanti considerazioni, esaminando i due grafici delle analisi 162 e 163, notiamo che le curve differiscono per la loro estensione, infatti cambiando nodo di controllo l'analisi si ferma prima o dopo in funzione degli spostamenti del singolo nodo, e per il taglio massimo alla base raggiunto.

Un confronto più approfondito può essere fatto sullo stato di danneggiamento delle pareti. Indipendentemente dalla forma e dall'estensione del grafico pushover, l'ordine con cui i maschi e fasce vanno in crisi e poi arrivano al collasso dovrebbe essere raffrontabile. La carenze strutturali o le zone particolarmente resistenti dovrebbero essere individuabili a prescindere dal nodo di controllo scelto. Per questo raffronto sono stati fotografati vari stati di danneggiamento a step successivi di entrambe le analisi, si è cercato per quanto possibile di avere uno spostamento dell'edificio uguale per ogni analisi al momento delle fotografie. Il nodo utilizzato per valutare lo spostamento ai vari step è il 163, posto in copertura al livello 4.

Si riporta sotto la legenda dei vari stati di danneggiamento degli elementi.

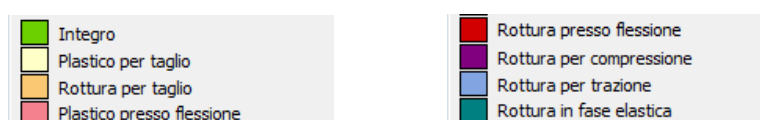
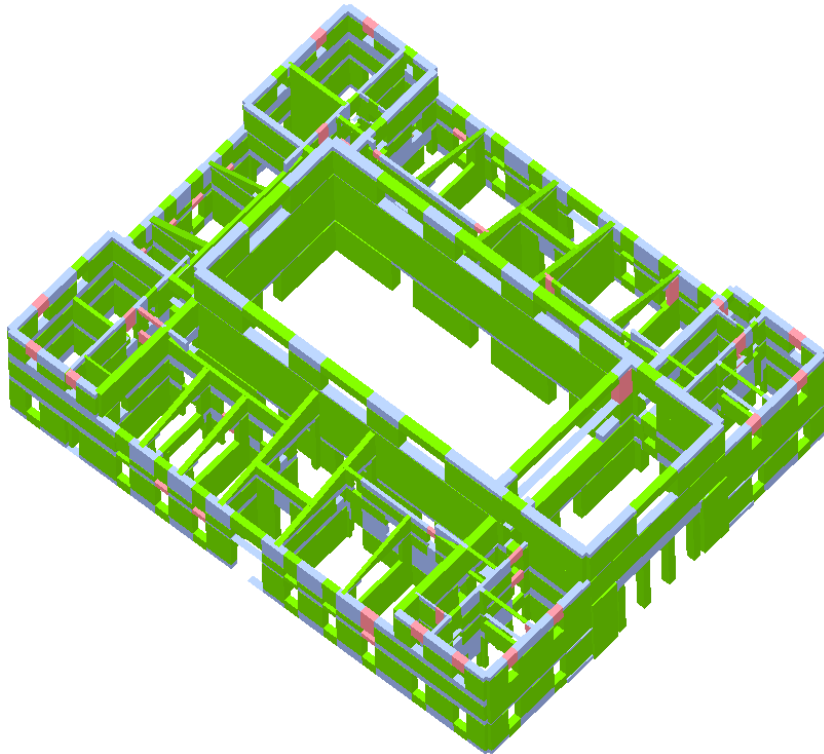


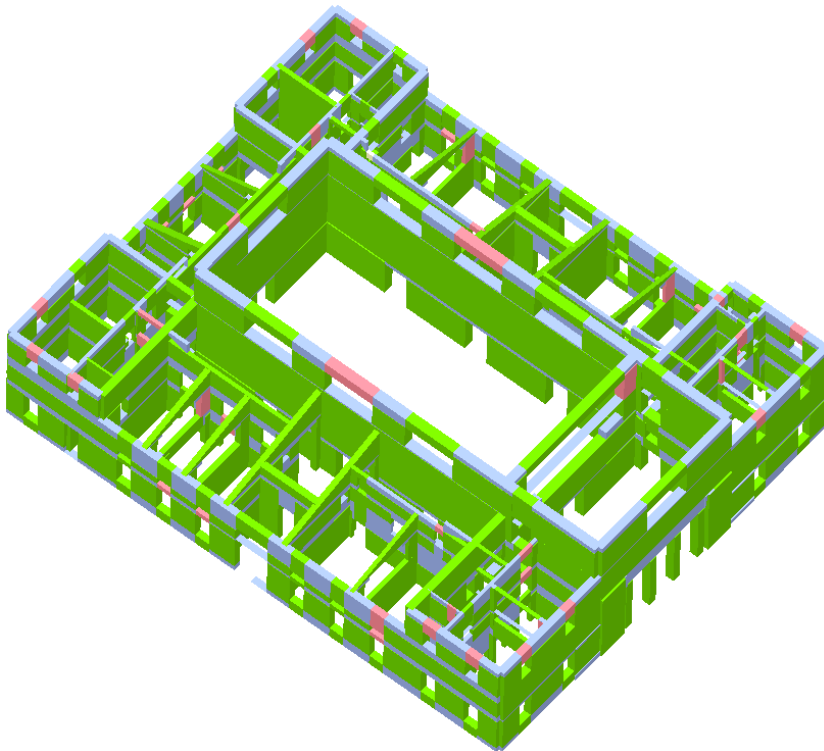
Figura 3-50: Legenda del danneggiamento della muratura

Primo passo – analisi 1°MODO +Y

Nodo di controllo 162 – step 7 ($d_{162} = 0,11$ cm $V_{\max} = 298331$ daN)

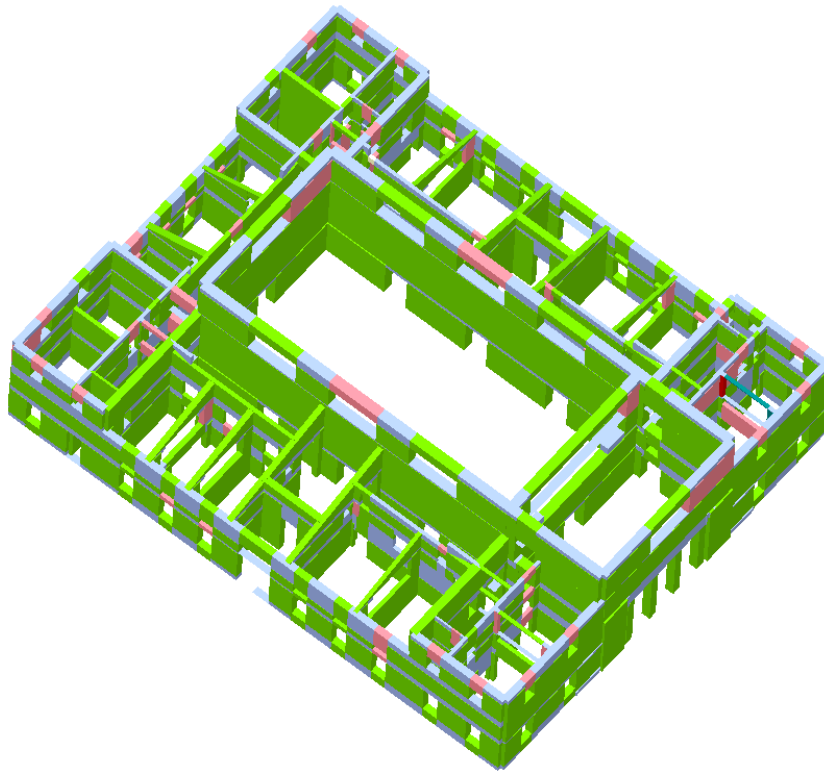


Nodo di controllo 163 – step 13 ($d_{163} = 0,11$ cm $V_{\max} = 330540$ daN)

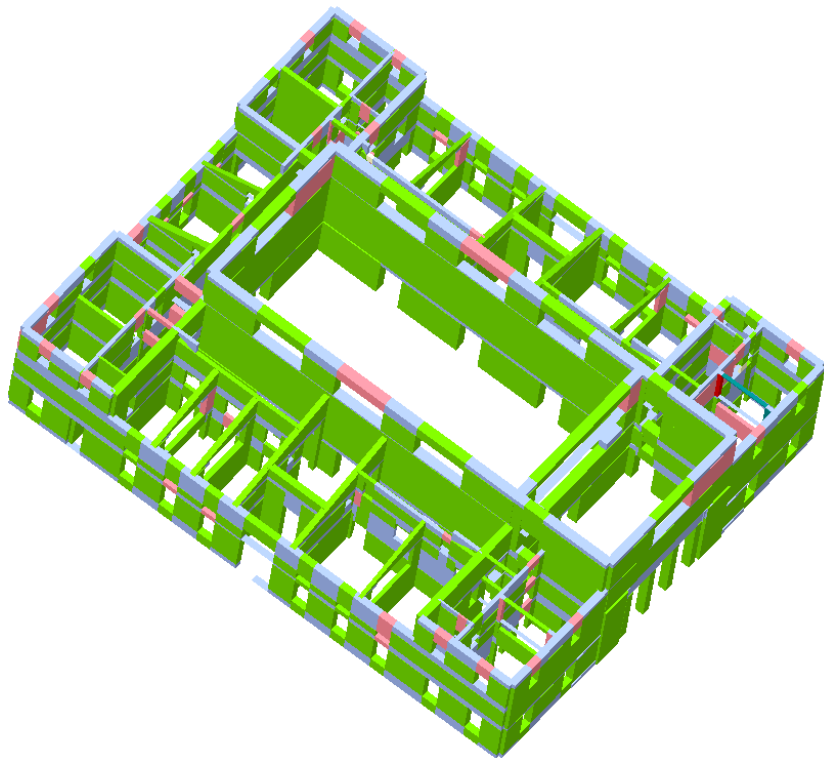


Secondo passo – analisi 1°MODO +Y

Nodo di controllo 162 – step 12 ($d_{162} = 0,22$ cm $V_{\max} = 546557$ daN)

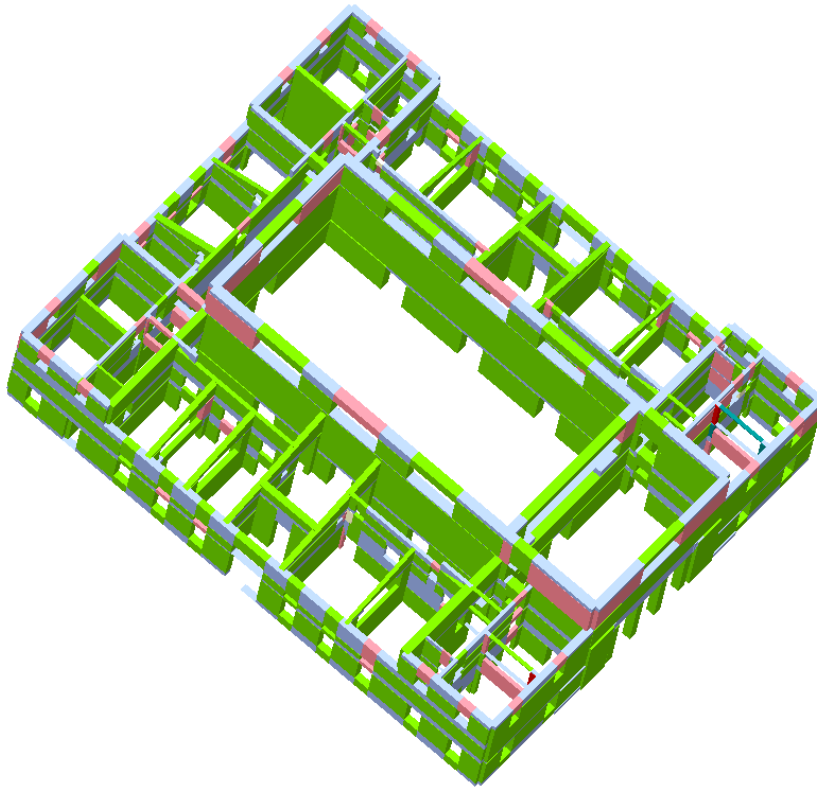


Nodo di controllo 163 – step 24 ($d_{163} = 0,22$ cm $V_{\max} = 564341$ daN)

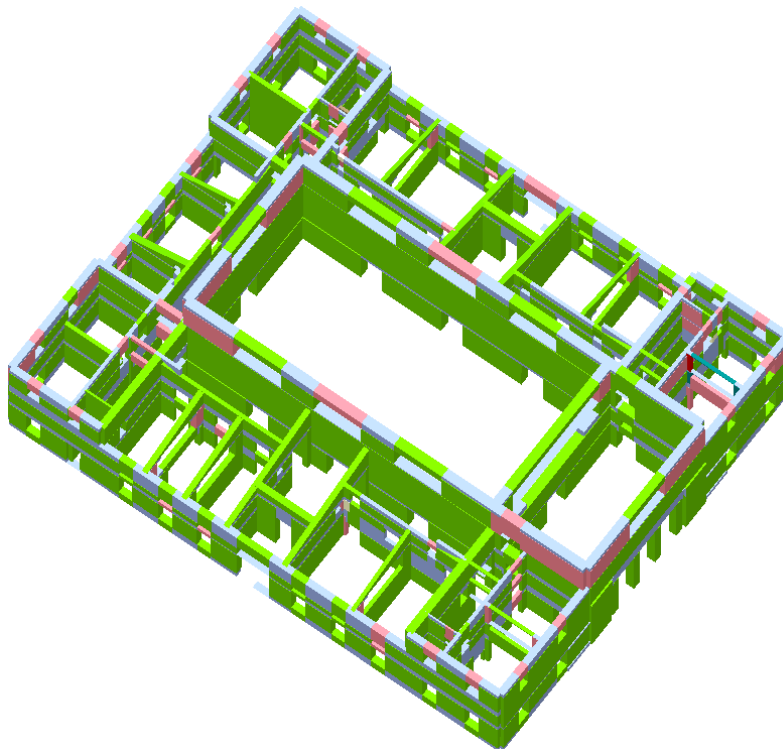


Terzo passo – analisi 1°MODO +Y

Nodo di controllo 162 – step 16 ($d_{162} = 0,38 \text{ cm}$ $V_{\max} = 737191 \text{ daN}$)

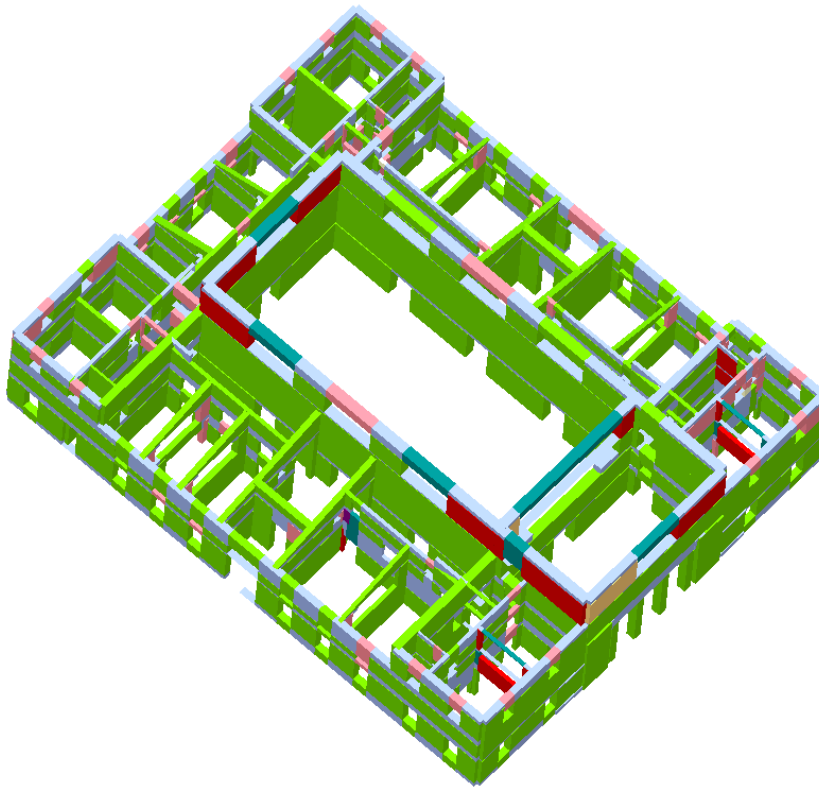


Nodo di controllo 163 – step 41 ($d_{163} = 0,38 \text{ cm}$ $V_{\max} = 782892 \text{ daN}$)

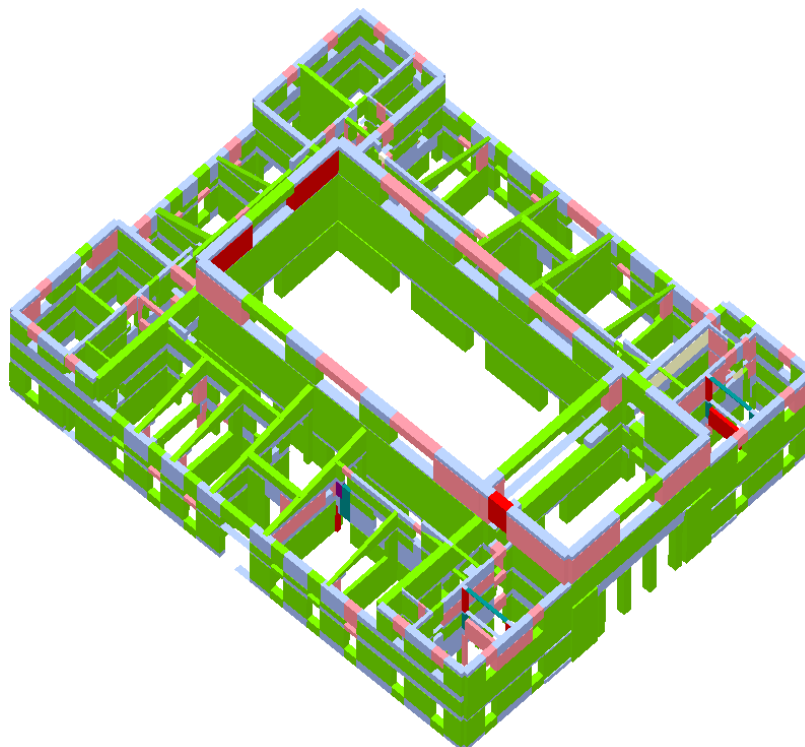


Quarto passo – analisi 1°MODO +Y

Nodo di controllo 162 – step 17 ($d_{163} = 27,34$ cm $V_{\max} = 777128$ daN)



Nodo di controllo 163 – step 189 ($d_{163} = 1,93$ cm $V_{\max} = 712970$ daN)



Facendo un'analisi del danneggiamento delle pareti ci si accorge che effettivamente l'ordine con cui i maschi e le fasce vanno in crisi e giungono al collasso è raffrontabile. Però, quando il nodo di controllo è il 162, bastano pochi passi dell'analisi per far sì che il quarto livello collassi: si arriva allo step 17 già con uno spostamento di 27,34 cm, chiaramente non accettabile. Uno spostamento così ampio non verrà mai raggiunto quando il nodo di controllo è il 163; in quest'ultimo caso il massimo spostamento è di 1,93 cm e viene raggiunto allo step 189.

Fino al terzo passo dell'analisi, per raggiungere lo spostamento di 0,38 cm, è possibile vedere come il danneggiamento dell'edificio sia pressoché identico nei due modelli; il passo successivo porterà al completo collasso del piano isolato con il nodo 162, ma non al termine della curva. Questa, infatti, prosegue ancora incrementando il taglio alla base rappresentativo della resistenza dell'intera struttura: viene fatto affidamento sulla capacità delle pareti sottostanti, quindi, nonostante il collasso del quarto piano, la curva terminerà solo quando anche le pareti dei livelli inferiori non offrono più alcun contributo (vedi figura 3-47).

Il procedere dell'analisi ben oltre i livelli di danneggiamento ammissibili la rende poco affidabile quando il nodo è al terzo livello.

D'altro canto lo studio col nodo 163 si rivela meno accurato, infatti la curva ha un andamento molto variabile e l'edificio all'ultimo step presenta un danneggiamento inferiore a quello rilevato con l'altra analisi. La posizione in sommità dell'ultimo piano del nodo di controllo lo rende troppo sensibile agli spostamenti del solo livello 4.

Per effettuare un secondo raffronto sull'influenza del nodo di controllo possiamo sovrapporre le curve generate durante l'analisi.

Una semplice sovrapposizione delle curve non avrebbe senso logico, la curva pushover come descritto nel §7.3.1 delle NTC08 rappresenta il legame tra il taglio alla base e lo spostamento del nodo di controllo; avendo utilizzato nodi di controllo differenti le curve sono necessariamente diverse.

Possiamo però rigraficizzare le curve utilizzando un nodo comune non necessariamente coincidente col nodo di controllo, nominiamo questo candidato con l'appellativo di nodo "*target*" cioè un nodo di controllo utilizzato per la ricostruzione della curva a partire da una analisi già effettuata con un diverso nodo di riferimento. Per effettuare tale procedura si ha la necessità di conoscere gli spostamenti di tale nodo per ogni passo dell'analisi, informazione facilmente reperibile dai listati di

output del software, allo stesso modo è possibile estrarre anche il taglio alla base per ogni passo di calcolo.

Per questa analisi è stato scelto come nodo “target” il 163 posto al livello 4.

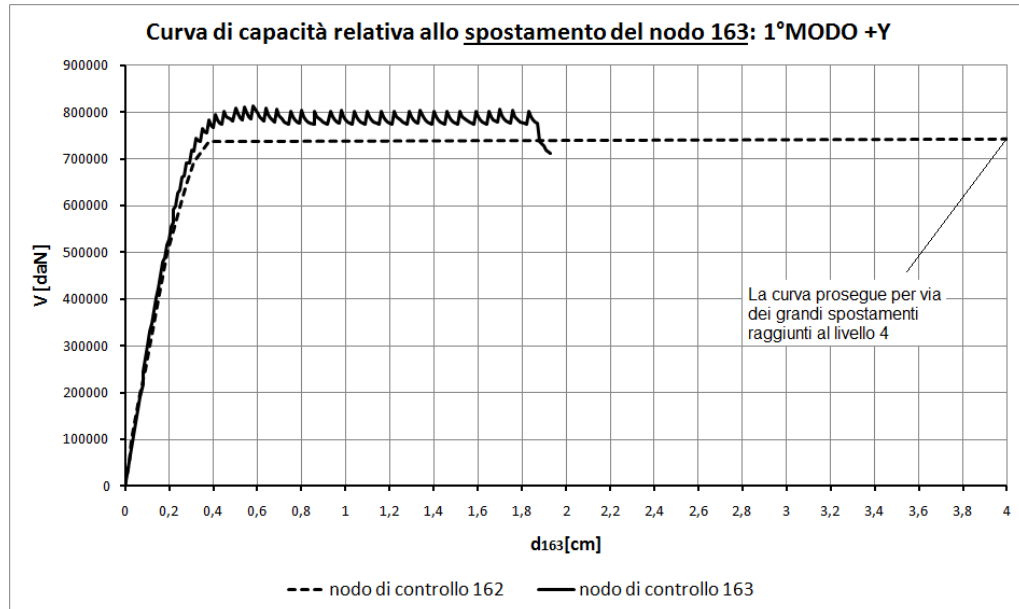


Figura 3-51: Confronto curve del nodo target 163 ottenute al variare della quota del nodo di controllo

Per quanto constatato, è il caso di sottolineare che la curva offerta dal software 3Muri quando il nodo di controllo è al terzo livello va valutata in maniera critica: affermare che la capacità della struttura è tale da offrire uno spostamento ultimo di 1,22 cm e un tagliante massimo alla base di 1360493 daN, non appare corretto nell’ottica di dover valutare la vulnerabilità dell’edificio. Sembrerebbe, invece, più opportuno se la curva terminasse quando collassa il quarto livello.

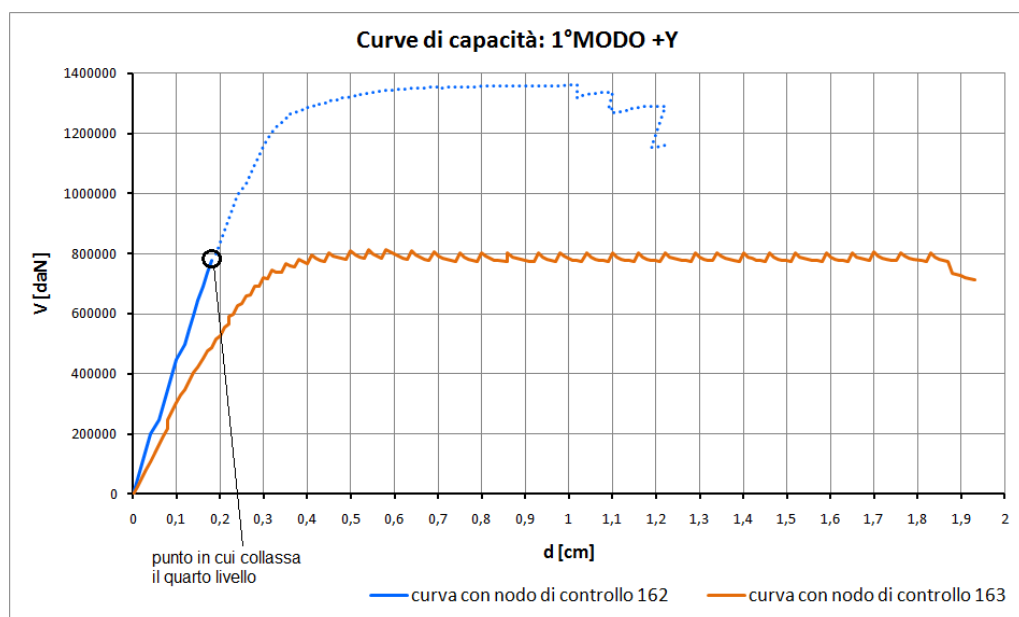


Figura 3-52: Confronto delle curve di capacità ottenute per i due nodi di controllo considerati

ANALISI PUSHOVER IN PCM AL VARIARE DEL NODO DI CONTROLLO

Gli unici nodi che il programma permette di considerare per il calcolo della curva pushover sono riferiti al baricentro del piano considerato. Per evitare confusione, ci si rifà alla figura 3-45 e i nodi vengono indicati sempre con la stessa numerazione: 162 quando posto al terzo livello e 163 quando posto al quarto livello.

Ancora una volta si prende come esempio di paragone la verifica in direzione +Y, con carichi proporzionali al primo modo di vibrare della struttura.

Durante l'analisi pushover la singola parete raggiunge lo stato limite ultimo (punto di collasso) per uno spostamento orizzontale determinato dal *drift* dello 0,6% nella verifica a pressoflessione complanare, e dello 0,4% nella verifica a taglio.

La curva si interrompe al passo in cui si ha la prima riduzione del tagliante pari al 20% rispetto al massimo assoluto. A causa degli eventuali collassi parziali di alcuni elementi si determinano dei “gradini” nella curva di capacità. Infatti, PCM costruisce la curva servendosi di curve intermedie: ogni volta che un elemento collassa, il calcolo ricomincia considerando l'intero edificio senza il contributo di quell'elemento ai carichi orizzontali, mentre per i carichi verticali viene ancora considerato resistente (si schematizza quindi come una biella).

È importante sottolineare che, durante la costruzione della curva, si sceglie di ignorare i tratti plastici orizzontali a taglio ultimo costante in caso di collasso completo già avvenuto per un piano dell'edificio (formazione di piano soffice).

Lo stato ultimo può infatti essere raggiunto a causa del contemporaneo collasso, ad un certo piano dell'edificio, di tutte le pareti sismicamente resistenti orientate nella direzione di analisi: in tal caso si ha la formazione del “piano soffice”. Riserve plastiche sarebbero ancora possibili se ad esempio il punto di controllo è in copertura, ma il piano soffice si è formato a un piano inferiore: se queste riserve vengono considerate, producono uno spostamento del punto controllo maggiore (con un tratto orizzontale a taglio ultimo costante) nel diagramma pushover, con possibile incremento dei coefficienti di sicurezza.

Si ritiene che tener conto di ulteriori riserve plastiche quando un piano è già collassato è privo di significato nell'ottica di dover valutare la sicurezza dell'edificio.

Nodo controllo 162 – Grafico pushover e danneggiamento all'ultimo step

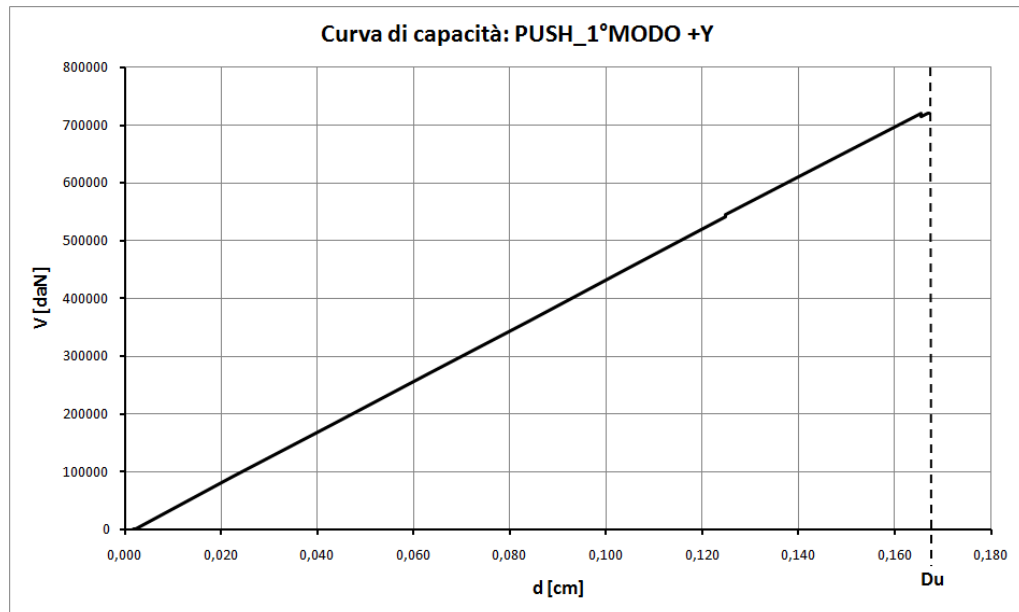


Figura 3-53: Curva di capacità dell'analisi 1°MODO +Y – nodo 162

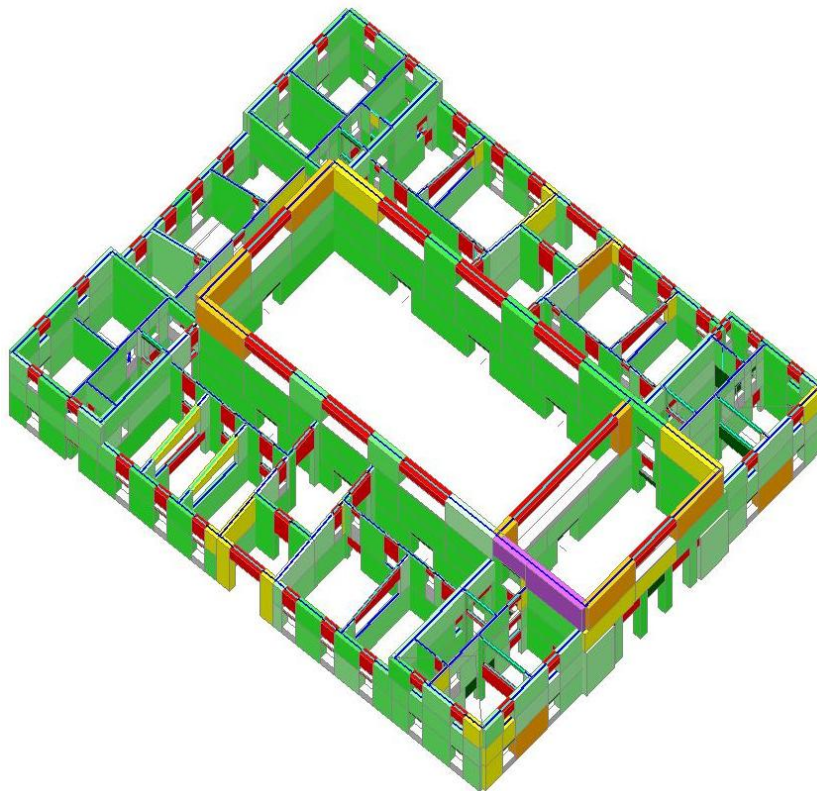


Figura 3-54: Vista tridimensionale dello stato di danneggiamento al termine della curva

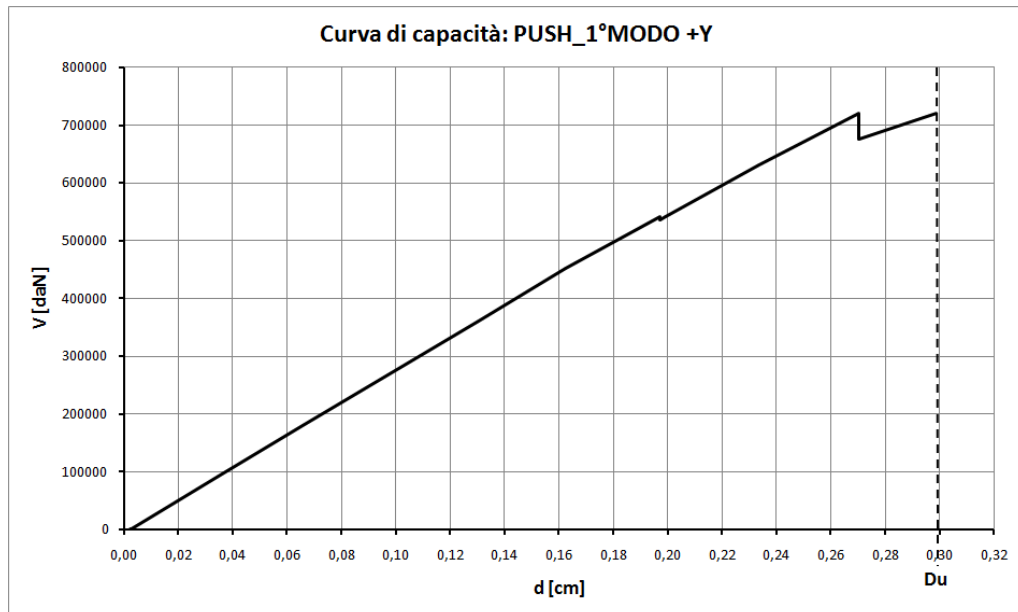
Nodo controllo 163 – Grafico pushover e danneggiamento all'ultimo step

Figura 3-55: Curva di capacità dell'analisi 1°MODO +Y - nodo 163

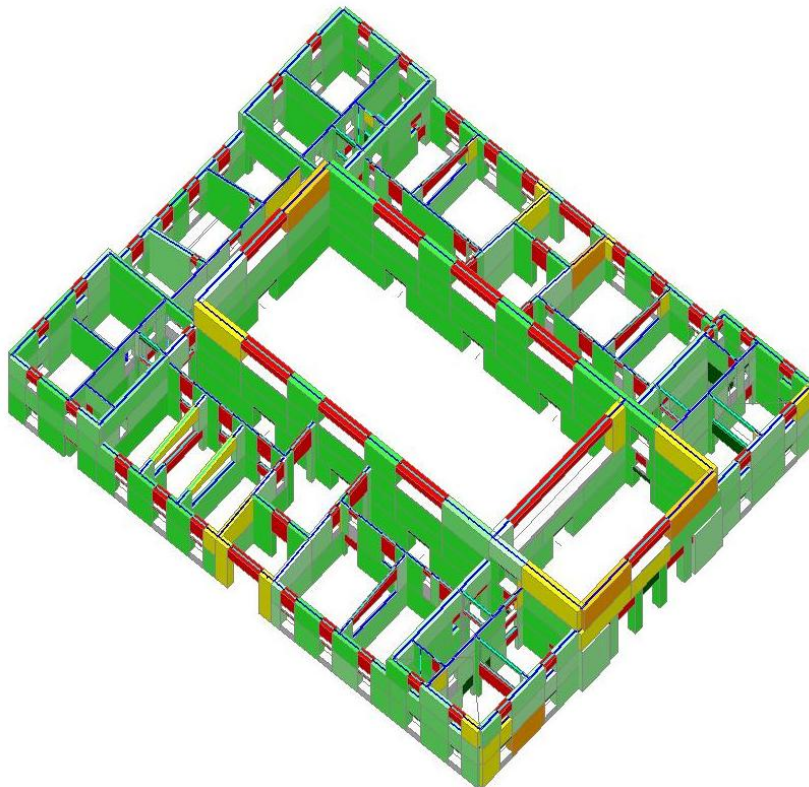


Figura 3-56: Vista tridimensionale dello stato di danneggiamento al termine della curva

Questa volta i due grafici differiscono per la loro estensione, infatti cambiando nodo di controllo l'analisi si ferma prima o dopo in funzione degli spostamenti del singolo nodo, ma il taglio massimo raggiunto è lo stesso e il danneggiamento è molto simile.

Infatti, l'ordine con cui i maschi e le fasce vanno in crisi e poi arrivano al collasso è raffrontabile.

Il tagliante massimo alla base è pari a 721406 daN in entrambi i casi.

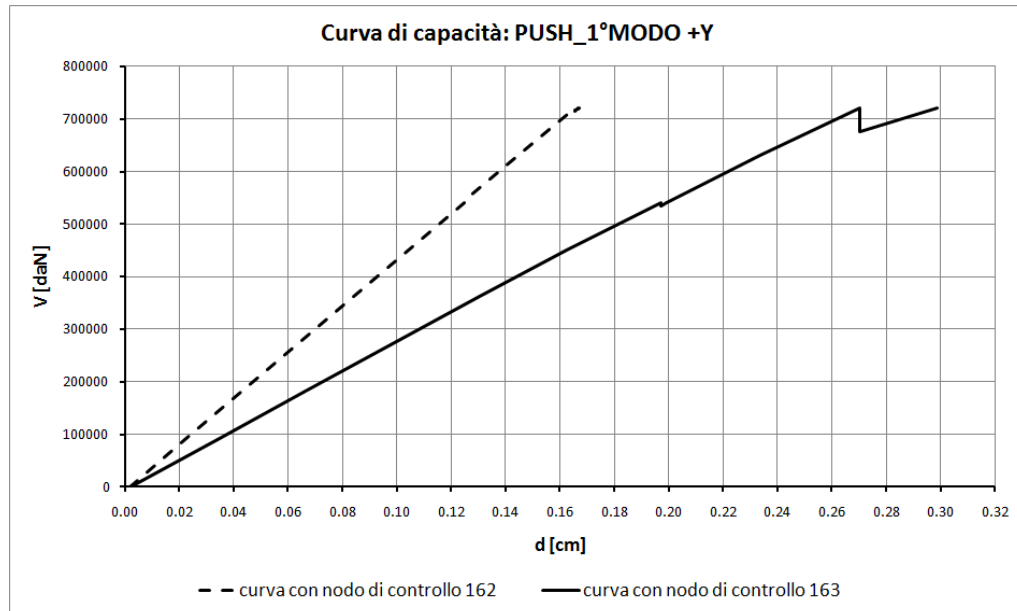


Figura 3-57: Confronto curve di capacità ottenute al variare della quota del nodo

La causa dell'interruzione prematura della curva 162 è che al piano 4 tutti gli elementi verticali sono collassati sotto azioni complanari già quando il nodo di controllo arriva allo spostamento di 0,167 cm. Questo, evidentemente, è indice della formazione di un “piano soffice”, in tal caso proprio il quarto, per cui la curva termina e ignora il tratto plastico orizzontale a taglio ultimo costante. Anche in 3Muri si notavano, già dai primi passi dell'analisi, evidenti deformazioni delle pareti del piano quarto quando il nodo era proprio il 162; in tal caso però il software consentiva il proseguimento dell'analisi.

Invece, se l'analisi si riferisce al nodo 163, in corrispondenza del medesimo spostamento di 0,167 cm, il collasso degli elementi del quarto piano non è ancora avvenuto.

Per il nodo 163 sarà possibile arrivare allo spostamento di 0,299 cm prima che si interrompa la curva sempre per collasso sotto azioni complanari degli elementi del quarto piano.

3.5.2.2 CONCLUSIONI

Il posizionamento del punto di controllo su zone con una buona resistenza relativa rispetto al resto dell'edificio potrebbe portare a una sottostima della capacità di spostamento, poiché al raggiungimento della condizione ultima su un'altra parete il sistema potrebbe non trovare una soluzione che consenta l'incremento di spostamento della parete resistente.

Viceversa se il nodo di controllo è posto su zone molto vulnerabili o soggette a grandi spostamenti, come torrini o ultimi piani isolati, la curva valuta correttamente la capacità soltanto della porzione su cui insiste il nodo di controllo, ma perde di significato per il resto dell'edificio poiché non descrive il vero legame forza/spostamento di punti posti su zone con rigidezza molto diversa.

Nella figura successiva è evidente come le curve di PCM seguano l'andamento delle curve di 3Muri nel tratto elastico. La curva 162 termina, infatti, in prossimità del punto in cui anche in 3Muri collassa il quarto piano; la curva 163 termina parecchio in anticipo rispetto a quella di 3Muri per le ipotesi nettamente distinte su cui si impostano i due software e che verranno analizzate dettagliatamente nel paragrafo successivo.

Ad ogni modo, dal confronto appena riportato, appare più corretto procedere con le analisi e le verifiche ottenute quando il nodo di controllo è il 163 al quarto livello.

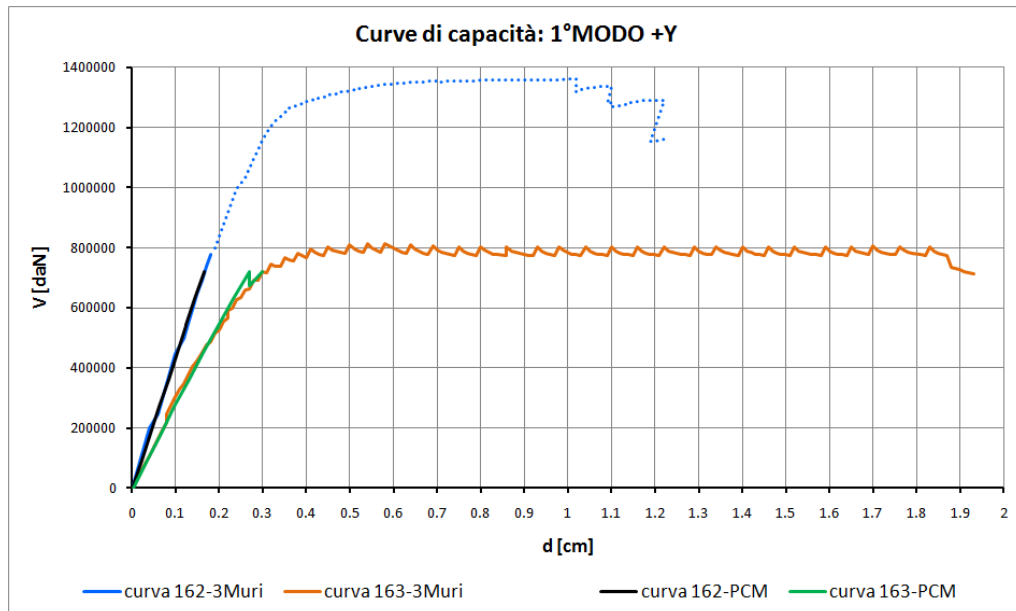


Figura 3-58: Confronto curve dei due programmi al variare della quota del nodo di controllo

3.5.3 RISULTATI DELL'ANALISI GLOBALE

Nel seguito verranno discusse le analisi ritenute più significative tra quelle precedentemente elencate e che vengono costruite facendo riferimento al nodo posto al livello 4. La scelta di riferire l'analisi ad uno specifico nodo del modello è discutibile, è meglio riferirsi ad una grandezza più generale: la media pesata di piano può essere una fedele rappresentazione del baricentro del livello nel caso di solai rigidi (come in questo caso) e una ragionevole approssimazione negli altri casi.

Il confronto tra i risultati delle analisi non lineari è stato effettuato prendendo in considerazione le curve di capacità e vari parametri, tra i quali:

- T^* periodo del sistema equivalente ad un grado di libertà;
- m^* massa del sistema equivalente ad un grado di libertà;
- F_y^* forza di plasticizzazione del sistema equivalente ad un grado di libertà;
- Γ fattore di partecipazione modale;
- d_y^* spostamento di plasticizzazione del sistema equivalente ad un grado di libertà;
- d_u^* spostamento ultimo del sistema equivalente ad un grado di libertà;
- D_u capacità del sistema a n gradi di libertà;
- D_{max} domanda del sistema a n gradi di libertà;
- C/D rapporto tra la capacità e la domanda;
- q^* rapporto tra il taglio totale agente sulla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico $[S_e(T^*)m^*]$ e il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà $[F_y^*]$ ottenuto dall'analisi non lineare;
- V_{max} taglio alla base massimo.

E' stata svolta inoltre un'analisi critica degli stati di danneggiamento dei modelli al termine dell'analisi, valutando le differenze.

Le verifiche da effettuare sono:

$$D_u > D_{max} \quad e \quad q^* < 3$$

	MASSE +X		MASSE +Y	
	3Muri	PCM	3Muri	PCM
T^* [s]	0,166	0,179	0,160	0,163
m^* [kg]	3107767	3399860	2488938	2611050
F_y^* [daN]	868152	830566	796645	810973
Γ	1,55	1,371	1,76	1,431
d_y^* [cm]	0,2	0,198	0,21	0,21
d_u^* [cm]	0,89	0,587	1,45	0,403
D_u [cm]	1,37	0,805	2,56	0,578
D_{max} [cm]	1,23	1,38	1,14	1,01
C/D	1,11	0,58	2,25	0,57
q^*	1,77	2,109	1,52	1,582
V_{max} [daN]	1382066	1261406	1428253	1261406

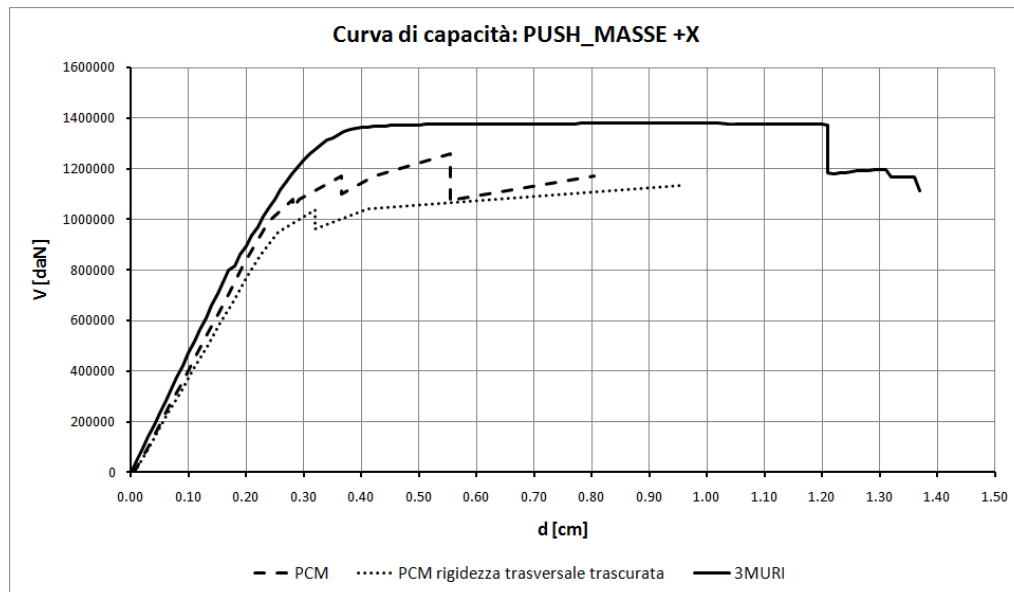


Figura 3-59: Curve di capacità dell'analisi MASSE +X

È il caso di precisare che nei grafici si riporta anche la curva di capacità ottenuta con il programma PCM quando si trascura la rigidezza trasversale delle pareti e non si effettuano le verifiche per azioni ortogonali al piano delle pareti; mentre, nelle tabelle si riportano solo i valori di PCM quando la rigidezza e la resistenza trasversale

vengono considerate, essendo questa la scelta che si ritiene più corretta ai fini di valutare la sicurezza sismica dell'edificio.

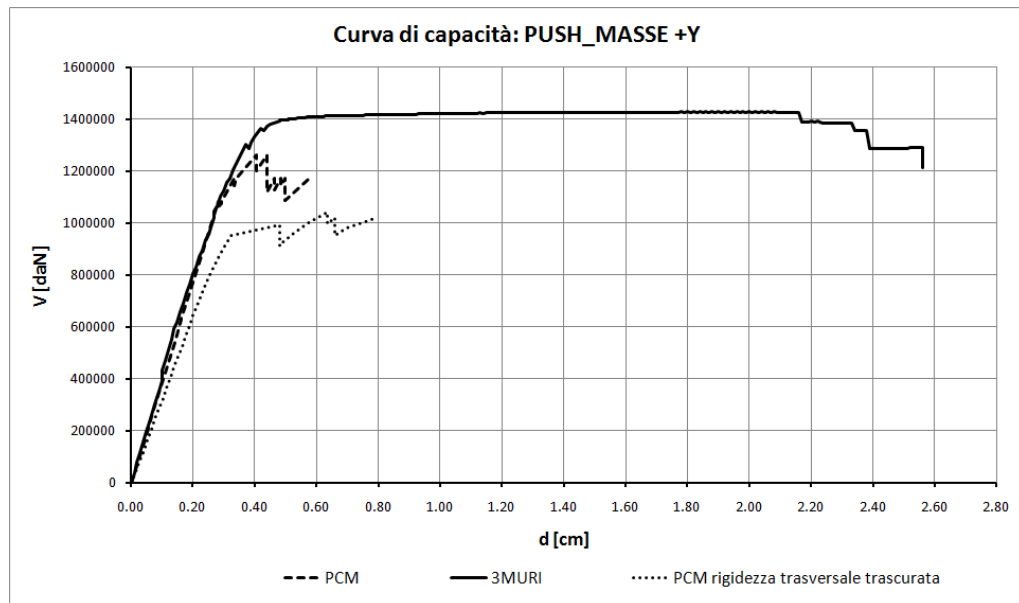


Figura 3-60: Curve di capacità dell'analisi MASSE +Y

	1°MODO +X		1°MODO +Y	
	3Muri	PCM	3Muri	PCM
T^* [s]	0,193	0,192	0,194	0,193
m^* [kg]	3107767	3399860	2488938	2611050
F_y^* [daN]	874642	772219	444214	475942
Γ	1,55	1,371	1,76	1,431
d_y^* [cm]	0,27	0,211	0,17	0,173
d_u^* [cm]	0,97	1,303	1,09	0,209
D_u [cm]	1,51	1,786	1,93	0,299
D_{max} [cm]	1,68	1,641	2,34	1,892
C/D	0,90	1,088	0,82	0,158
q^*	1,91	2,354	3,01	2,948
V_{max} [daN]	1367498	1171406	813629	721406

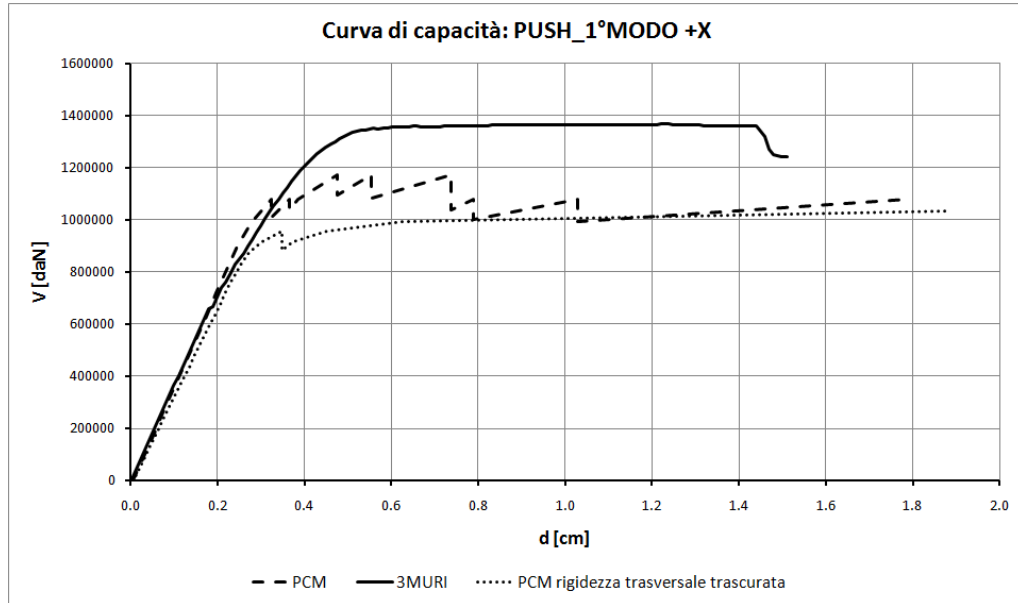


Figura 3-61: Curve di capacità dell'analisi 1°MODO +X

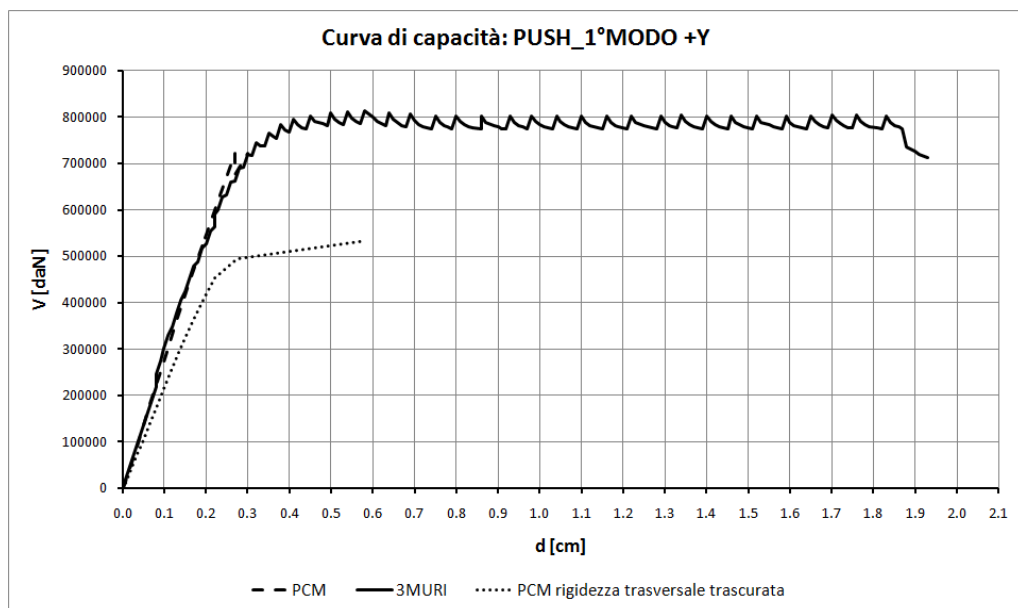


Figura 3-62: Curve di capacità dell'analisi 1°MODO +Y

Il comportamento in fase elastica dei due modelli è identico, sia in direzione X che Y. Nel momento in cui viene trascurata la rigidezza trasversale in PCM si nota una rigidezza complessiva della struttura minore, denunciata dalla minore pendenza della curva.

Le curve pushover in controllo di forze spesso hanno andamenti piuttosto anomali, dovuti a instabilità numeriche o a passi di integrazione troppo elevati, che non permettono di descrivere l'effettivo comportamento non lineare della struttura.

Dal confronto delle curve di capacità, è evidente il maggiore spostamento ultimo raggiunto dalla struttura con la modellazione in 3Muri, e una maggiorazione del taglio alla base che va da un minimo dell'8% ad un massimo del 14% rispetto al modello PCM.

Tale variabilità è da attribuire soprattutto alle differenti ipotesi su cui si impostano i due software commerciali.

PCM è un'implementazione del telaio equivalente puro che si basa su una modellazione tridimensionale con effetti spaziali per rigidità e resistenza. Si nota, infatti, il notevole aumento di capacità in termini di spostamento ultimo che si ottiene quando non si tiene conto della rigidità trasversale; parallelamente si ha anche una minore resistenza dovuta al fatto che i maschi vengono schematizzati come bielle per azioni ortogonali e quindi il loro contributo resistente viene meno sin dall'inizio.

Viceversa, 3Muri, che implementa un telaio equivalente dato dall'assemblaggio di pareti piane, trascura sempre la rigidità flessionale fuori piano; questo porta ad una sovrastima della resistenza, poiché la pushover chiama in causa solo il comportamento complanare delle pareti, supponendo che ogni presidio sia già stato messo in atto nei confronti dei collassi ortogonali.

Inoltre, si è già sottolineato al capitolo 2 che la differenza di tagliante massimo e spostamento ultimo è strettamente legata al diverso danneggiamento che subiscono maschi della medesima parete.

Questo può accadere sia perché vengono modellati diversamente e quindi possono essere tozzi in un modello e snelli nell'altro, sia perché i due programmi interpretano in maniera differente il taglio resistente fornito dalla normativa, poco chiara in tale punto; quindi è evidente che ci possono essere modalità di collasso differenti legate al raggiungimento del taglio a fessurazione diagonale o del taglio dovuto al meccanismo di pressoflessione.

In figura 3-63 e 3-64 è mostrata l'influenza della distribuzione di carico, per la sola direzione X. Si osserva che la curva forza-spostamento descrive la risposta globale dell'edificio ed è funzione del punto di applicazione della risultante delle forze applicate. Alla distribuzione uniforme, proporzionale alle masse, corrisponde il punto di applicazione più basso e quindi la massima resistenza ed i minori spostamenti allo snervamento ed allo stato limite di collasso. La risultante della distribuzione modale è applicata nel punto più alto e presenta di contro la minore resistenza ed i maggiori spostamenti allo snervamento ed allo stato limite di collasso.

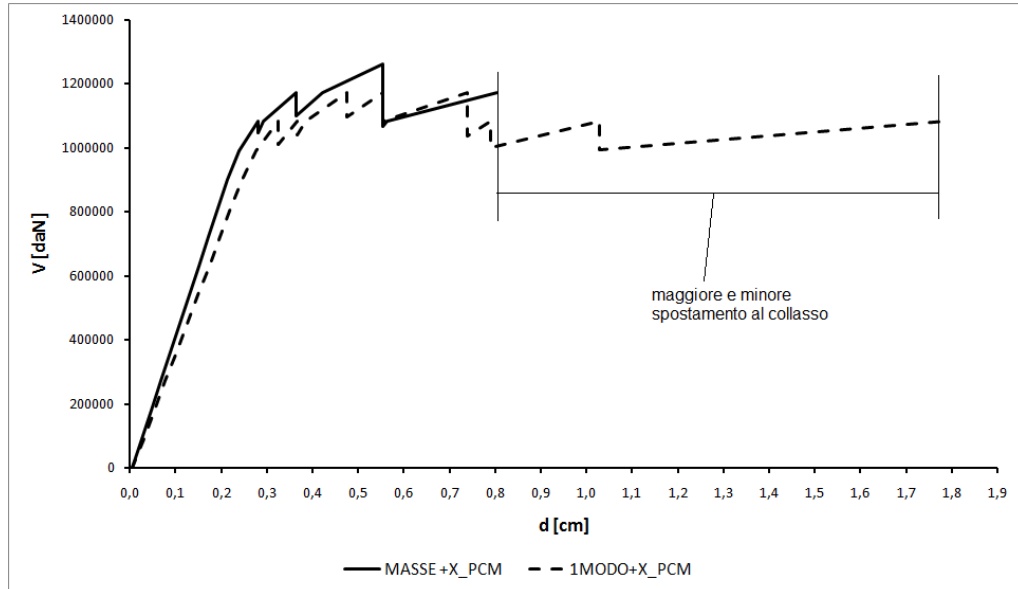


Figura 3-63: Influenza del profilo di carico in PCM

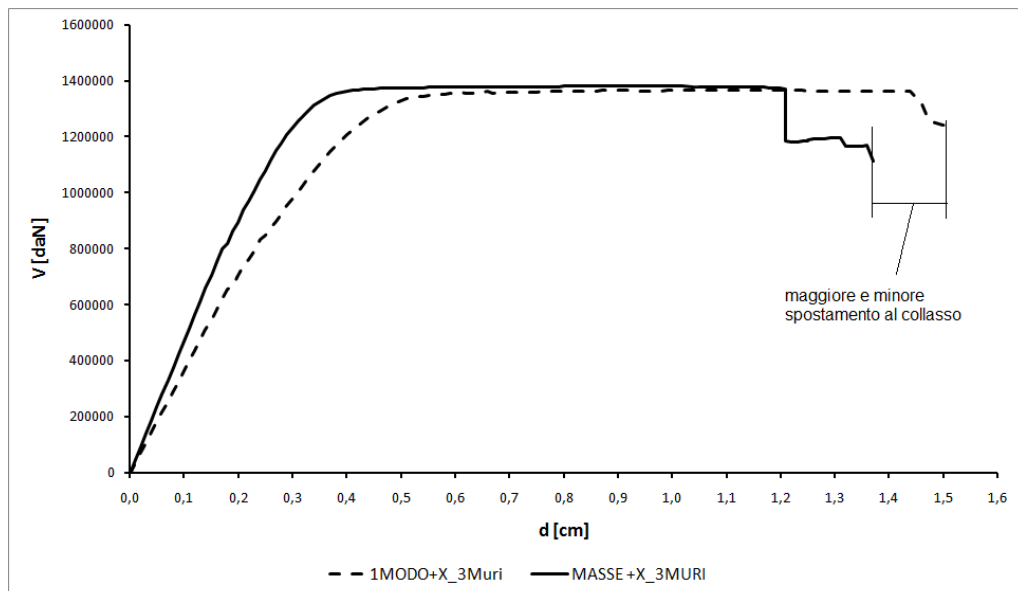


Figura 3-64: Influenza del profilo di carico in 3Muri

3.5.3.1 STATO DI DANNEGGIAMENTO FINALE - ANALISI MASSE +X

In 3Muri il collasso della struttura è dovuto principalmente al danneggiamento di tutti gli elementi verticali posti al livello 1 del modello. Come si può vedere nelle immagini successive, che rappresentano le principali pareti con sviluppo in direzione X, gli elementi “*maschio*” sopradetti sono caratterizzati tutti da rotture e da plasticizzazioni per taglio, quelli più snelli si plasticizzano per pressoflessione.

Questi meccanismi portano ad una diminuzione del taglio massimo alla base superiore al 20% del massimo sopportato, e quindi il termine dell’analisi.

Si nota inoltre che quasi tutte le fasce hanno subito una rottura o plasticizzazione a flessione sin dai primi passi dell'analisi

In PCM i maschi del primo livello si danneggiano per taglio diagonale, come è possibile vedere dal simbolo “x” nella parte centrale del pannello, che indica proprio le lesioni a fessurazione diagonale.

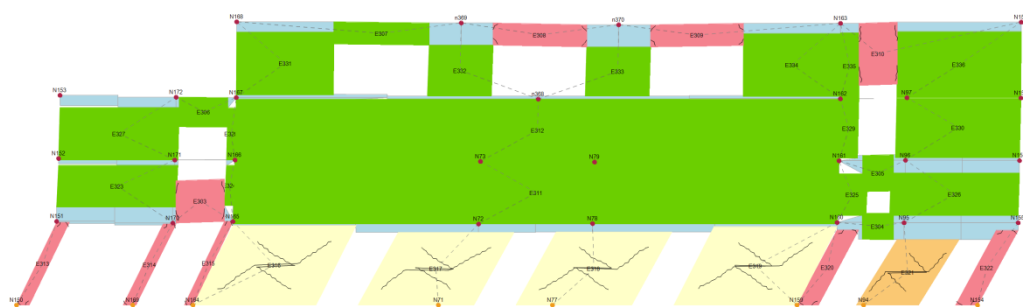
I maschi danneggiati per pressoflessione complanare sono invece caratterizzati dal simbolo “o” in corrispondenza delle sezioni estreme del pannello, che indica la formazione della cerniera plastica.

La colorazione più o meno intensa rappresenta un indice di sicurezza più o meno elevato.

Le fasce si rompono dai primi passi dell'analisi tendenzialmente per pressoflessione complanare, quelle dell'ultimo piano del salone per taglio.



Figura 3-65: Parete 11 - prospetto sud



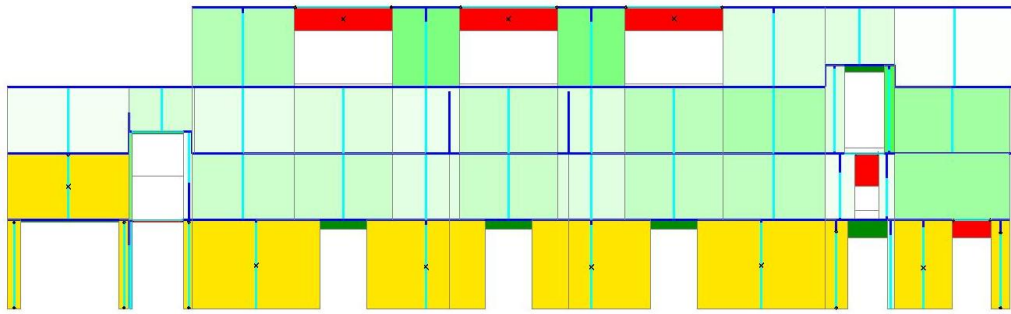


Figura 3-66: Parete P19 - parete interna al salone

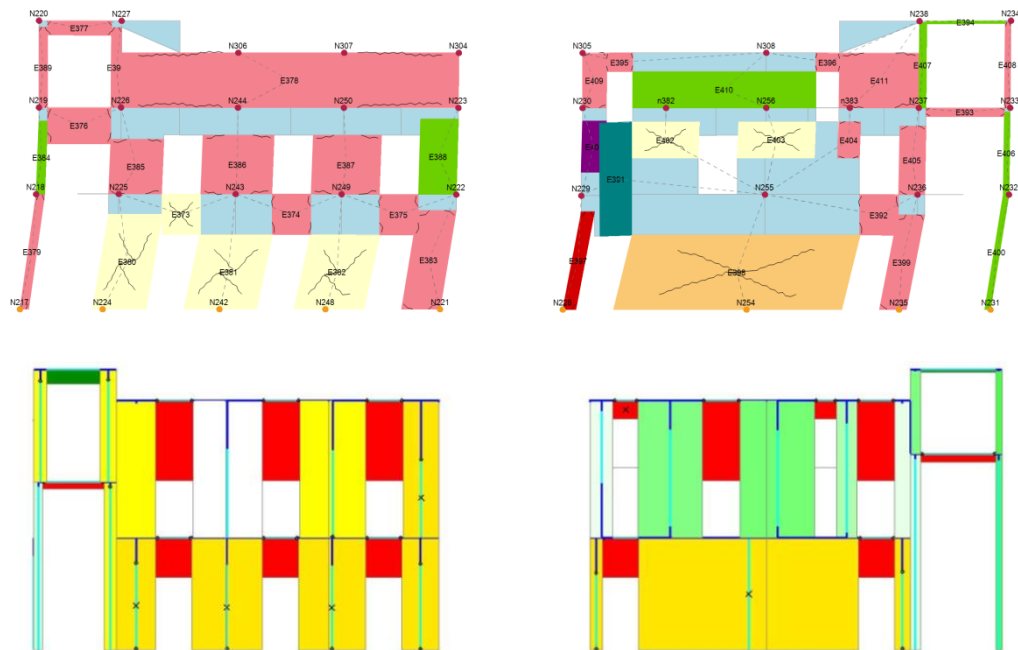


Figura 3-67: Parete 27 e 28: pareti interne in direzione X

In particolare, con riferimento alla parete P19 si mette in luce la criticità della modellazione della muratura, di cui si è discusso al precedente capitolo 1, riguardante la suddivisione di un unico maschio in più ritti. È proprio in questo tipo di modellazione fatta su PCM che si verifica la condizione per cui per lo stesso maschio murario possono essere presenti porzioni verificate e altre meno.

3.5.3.2 STATO DI DANNEGGIAMENTO FINALE – ANALISI MASSE +Y

Anche in tal caso il danneggiamento maggiore è dovuto alla rottura o plasticizzazione di maschi tozzi posti al primo e secondo livello, come si può vedere nelle immagini successive che rappresentano le principali pareti con sviluppo in direzione Y. Ancora una volta i maschi snelli raggiungono la plasticizzazione per pressoflessione, e in alcuni casi la rottura.

Il danneggiamento principale delle fasce è relativo alla plasticizzazione per flessione.

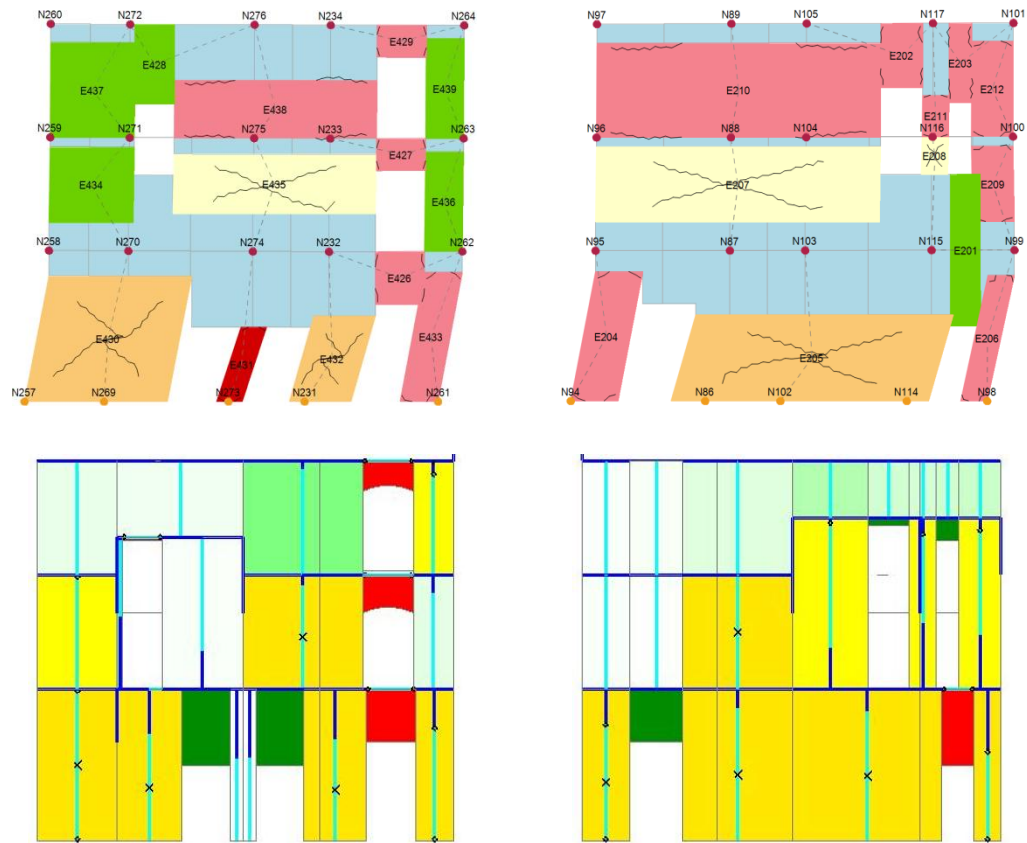


Figura 3-68: Parete P32 a sinistra e P10 a destra

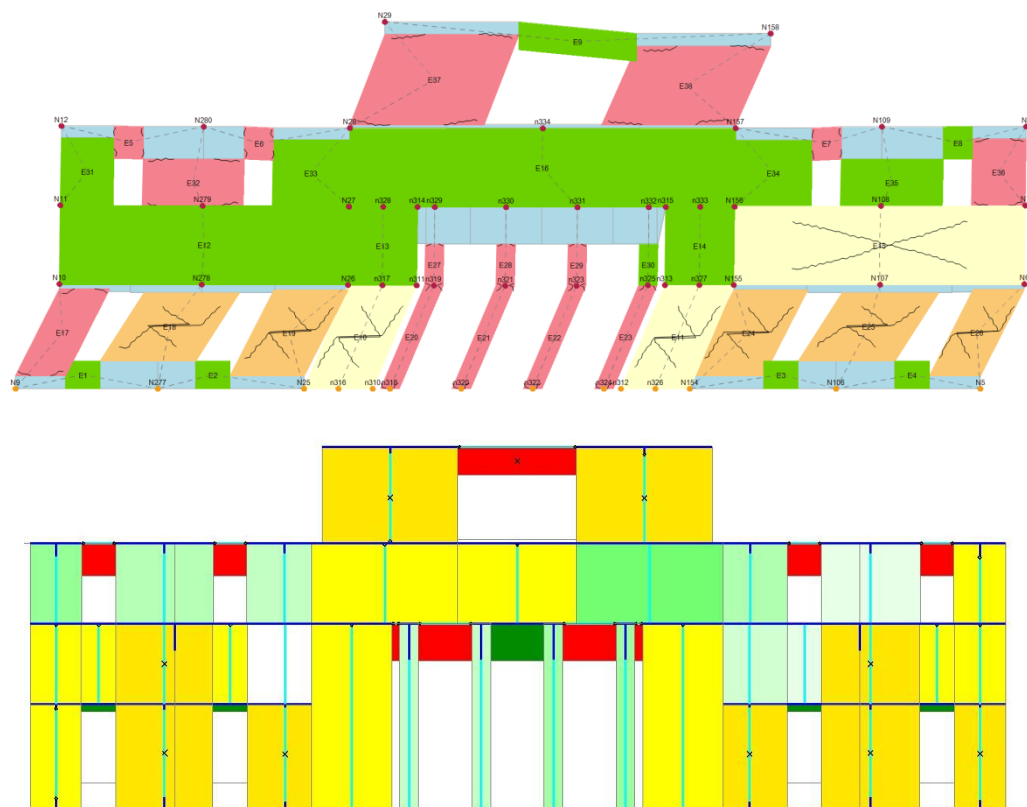


Figura 3-69: Parete P1 - prospetto ovest

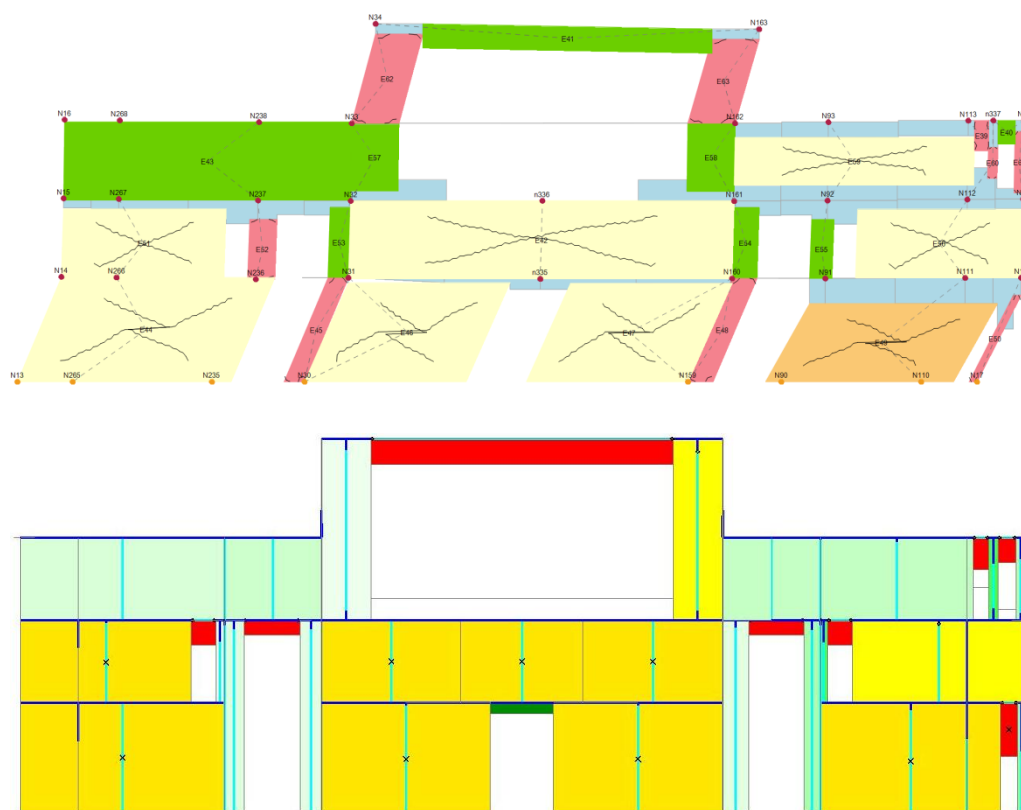


Figura 3-70: Parete P2 interna al salone

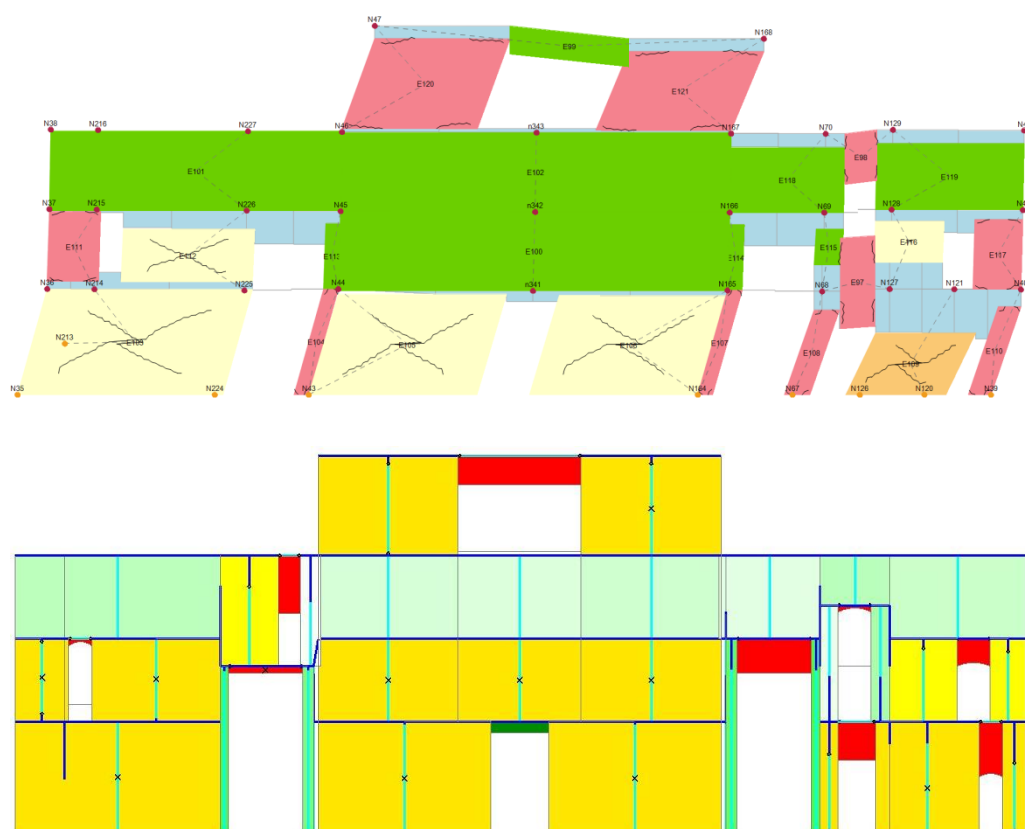


Figura 3-71: Parete P4 interna al salone

3.5.3.3 STATO DI DANNEGGIAMENTO FINALE – ANALISI 1°MODO +Y

Le immagini successive rappresentano le medesime pareti delle figure precedenti, ma riferite all'analisi con distribuzione di forze proporzionale al primo modo in direzione +Y; adesso il danneggiamento riguarda perlopiù i maschi del livello superiore, lasciando integri i maschi del primo e secondo livello. Ciò concorda con il fatto che le masse sono concentrate ai livelli inferiori dell'edificio e quindi le forze spingenti sono più intense rispetto ai piani più alti quando la distribuzione di forze è proporzionale alle masse; viceversa, i livelli più alti sono anche più deformabili, ragion per cui il danneggiamento delle analisi modeshape interessa i piani superiori.

In effetti lo studio del danneggiamento di questa analisi è stato già approfondito al punto 3.5.2 della presente tesi dove si era, appunto, evidenziato il rilevante danneggiamento del quarto piano in entrambi i casi.

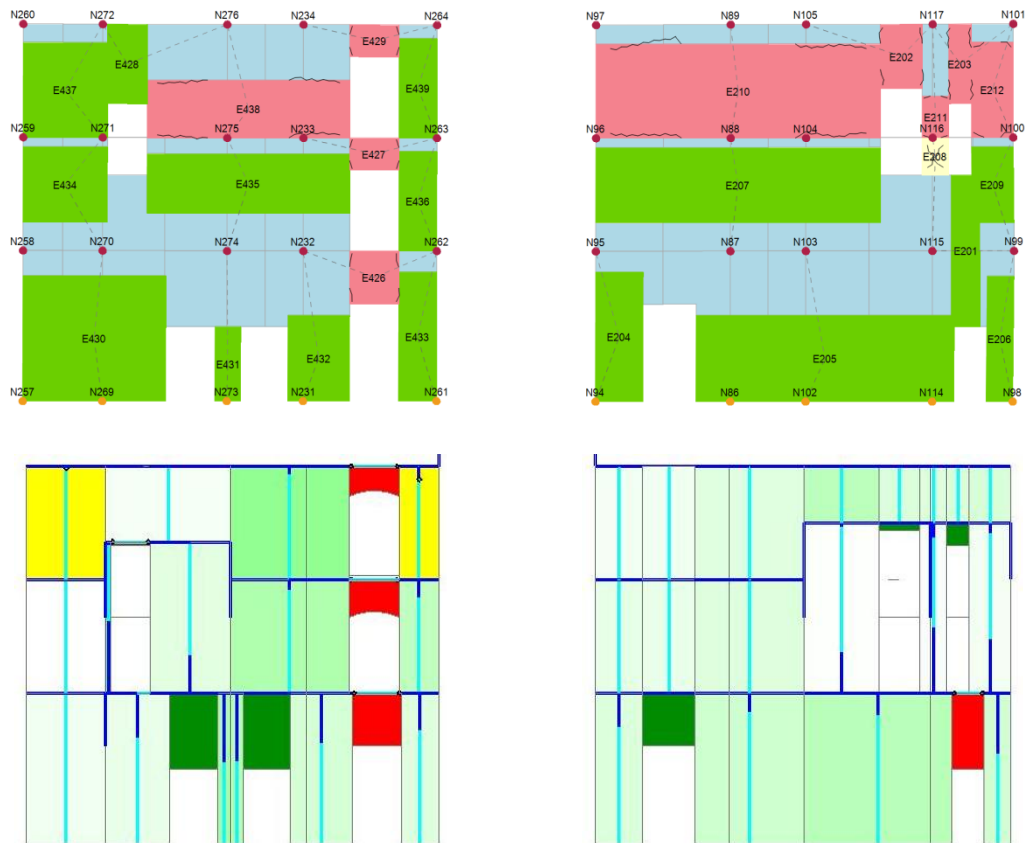


Figura 3-72: Parete 32 e 10: pareti interne in direzione Y

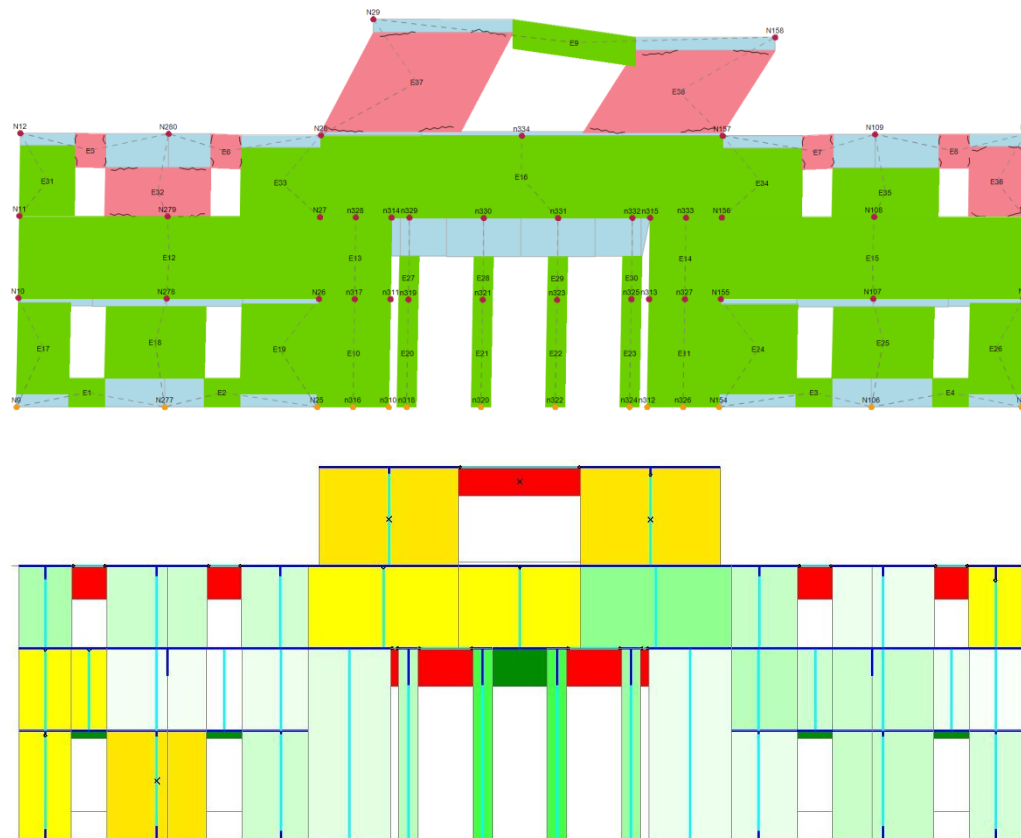


Figura 3-73: Parete 1 - prospetto ovest

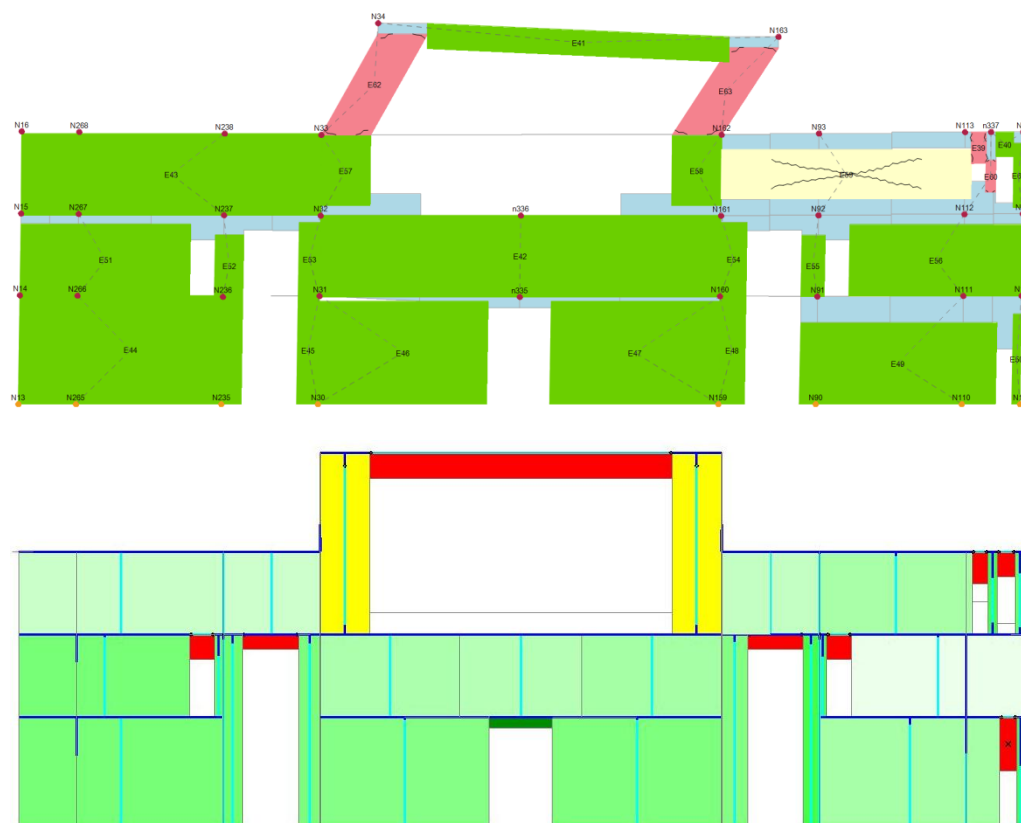


Figura 3-74: Parete 2 - parete interna al salone

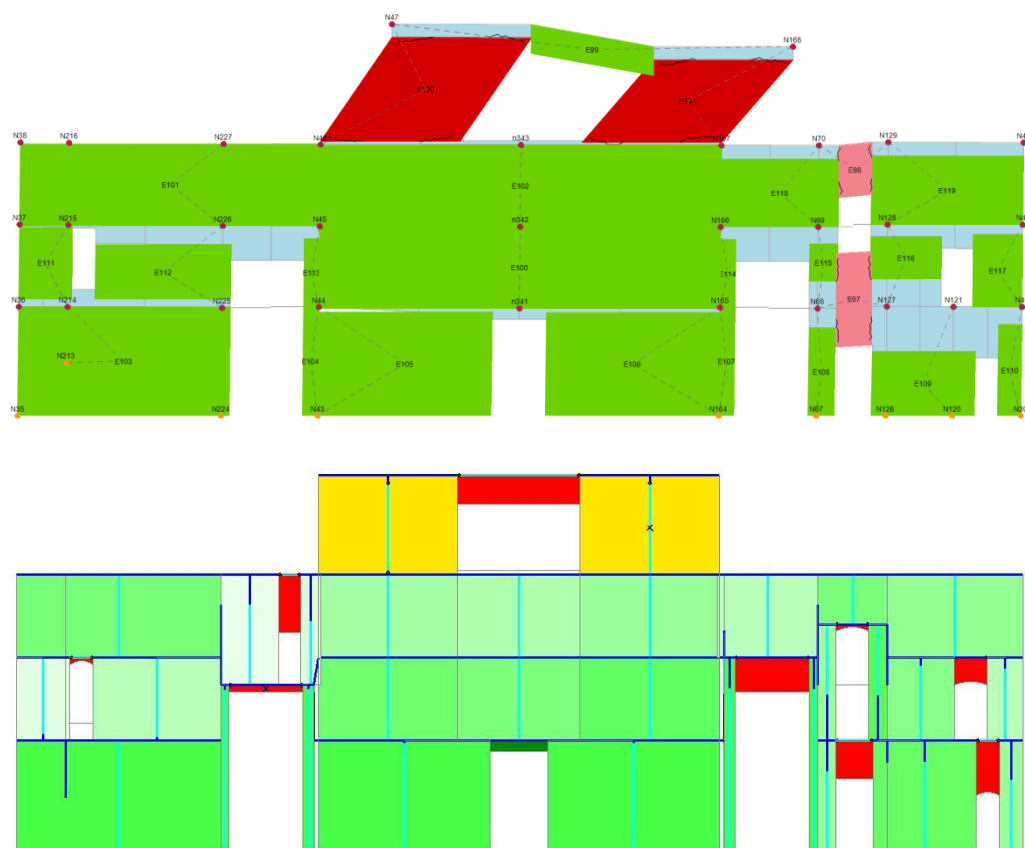


Figura 3-75: Parete 4 - parete interna al salone

3.6 VALUTAZIONI SULLA VULNERABILITA' SISMICA

Delle precedenti analisi si riportano le verifiche in termini di forze, ovvero di accelerazioni massime al suolo a_g .

Nella seguente tabella si indica con:

- α_d il rapporto tra la capacità C e la domanda D in termini di spostamento;
- α_{PGA} il rapporto tra la capacità PGA_c e la domanda PGA_d in termini di accelerazione.

I risultati riportati per PCM* fanno riferimento alle analisi svolte trascurando la rigidità trasversale del maschi.

Analisi		Verifiche SLV agli spostamenti			Verifiche SLV alle forze				
		C [cm]	D [cm]	α_d	PGA_c [m/s ²]	PGA_d [m/s ²]	α_{PGA} [m/s ²]	T_R [anni]	V_N [anni]
MASSE +X	3Muri	1,37	1,23	1,11	1,43	1,34	1,066	853	60
	PCM	0,805	1,38	0,58	0,96	1,37	0,701	300	21
	PCM*	0,953	0,871	1,09	1,37	1,37	1,000	712	50
MASSE +Y	3Muri	2,56	1,14	2,25	2,18	1,34	1,621	>2475	174
	PCM	0,578	1,01	0,57	1,04	1,37	0,759	352	25
	PCM*	0,796	0,91	0,87	1,15	1,37	0,839	500	35
1°MODO +X	3Muri	1,51	1,68	0,90	1,25	1,34	0,933	585	41
	PCM	1,786	1,641	1,09	1,45	1,37	1,058	848	59
	PCM*	1,880	0,971	1,94	1,42	1,37	1,036	801	56
1°MODO +Y	3Muri	1,93	2,34	0,82	1,16	1,37	0,865	469	33
	PCM	0,299	1,892	0,16	0,44	1,37	0,321	42	3
	PCM*	0,583	1,261	0,46	0,44	1,37	0,321	42	3

Le Linee Guida 2011, nel caso di valutazione della sicurezza sismica condotta con riferimento al livello di valutazione LV3, prescrivono che può essere opportuno riferirsi direttamente alla vita nominale, ottenuta dalla relazione:

$$V_N = -\frac{T_{SLV}}{C_U} \ln(1 - P_{VR})$$

dove T_{SLV} è il periodo di ritorno dell'azione sismica che porta al raggiungimento dello stato limite ultimo (indicato con T_R) e P_{VR} è la probabilità di superamento relativa allo

stato limite ultimo, pari al 10%. Per il caso in esame, si è scelto di adottare una classe d'uso III, relativa a costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi, a cui compete un coefficiente C_U pari a 1,5.

Si nota che l'analisi con distribuzione di forze proporzionale al modo di vibrare, in direzione +Y, è la più penalizzante per ciascun modello preso in considerazione. Tra questi la massima vulnerabilità sismica dell'edificio può essere definita con riferimento al valore di accelerazione di 0,044g, per la quale si ha il danneggiamento delle pareti più deboli in direzione Y, poste all'ultimo livello isolato.

Si osserva che questo valore di presunta vulnerabilità appare eccessivamente cautelativo se si considera che l'edificio, nel corso dei secoli, è già sicuramente stato sollecitato da terremoti relativi ad un tempo di ritorno dell'ordine di 40 anni, corrispondente al valore minimo dell'accelerazione massima al suolo dedotta per la struttura in esame attraverso l'analisi statica non lineare.

Gli esiti delle verifiche dovranno permettere di stabilire quali provvedimenti adottare affinché l'uso della struttura possa essere conforme ai criteri di sicurezza delle NTC.

Le alternative sono sintetizzabili nella:

- continuazione dell'uso attuale;
- nella modifica della destinazione d'uso;
- nell'adozione di opportune cautele;
- nella necessità di effettuare un intervento di aumento o ripristino della capacità portante, che può ricadere nella fattispecie del miglioramento o dell'adeguamento.

Per l'inadeguatezza di un'opera rispetto alle azioni ambientali, non controllabili dall'uomo e soggette ad ampia variabilità nel tempo e incertezza nella loro determinazione (come appunto accade per l'azione sismica), non si può pensare di imporre l'obbligatorietà dell'intervento o del cambiamento di destinazione d'uso o, addirittura, la messa fuori servizio dell'opera, non appena se ne riscontri l'inadeguatezza⁷.

Le decisioni da adottare dovranno necessariamente essere calibrate sulle singole situazioni (in relazione alla gravità dell'inadeguatezza, alle conseguenze, alle disponibilità economiche e alle implicazioni in termini di pubblica incolumità). Saranno i proprietari o i gestori delle singole opere, siano essi enti pubblici o privati o singoli cittadini, a definire il provvedimento più idoneo, eventualmente individuando

⁷ §C8.3-Circolare esplicativa del 02/02/2009

uno o più livelli delle azioni, commisurati alla vita nominale restante e alla classe d'uso, rispetto ai quali si rende necessario effettuare l'intervento di incremento della sicurezza entro un tempo prestabilito.

In particolare, accettare una vita nominale minore ai 50 anni, prevista per opere ordinarie, vuol dire provvedere a garantire una nuova verifica entro tale termine, oltre a provvedere un idoneo programma di monitoraggio. Secondo tale principio, valori della vita nominale maggiori di 20 anni possono comunque considerarsi ammissibili per un manufatto tutelato⁸.

3.6.1 ANALISI PUSHOVER PARAMETRICHE

3.6.1.1 INFLUENZA DELLA RIGIDEZZA DEGLI ORIZZONTAMENTI

Finora i solai sono stati modellati come infinitamente rigidi per far sì che il confronto tra i due codici di calcolo sia il più veritiero possibile, evitando che i risultati siano condizionati da aspetti ancora difficili da prendere in considerazione. Infatti, la valutazione della reale rigidezza dei solai è un problema con cui occorre confrontarsi ogni volta che si studiano edifici esistenti.

L'ipotesi di considerare il comportamento dei solai nella modellazione tridimensionale come rigido, può non essere completamente accettata nel caso di edifici storici dove si possono trovare varie tipologie di orizzontamenti.

Una corretta assunzione della rigidezza dei diaframmi può interessare significativamente la risposta generale: infatti, nel caso limite di piano infinitamente deformabile, non ci sarebbe ridistribuzione del carico tra le pareti, dopo il collasso di altre. Al contrario, nel caso limite di infinita rigidezza del solaio, questa risorsa può essere sovrastimata.

Come proposto da Galasco (2004), l'elemento elastico che descrive il solaio nella sua direzione di orditura è il modulo di Young E_x , mentre E_y è il modulo elastico normale nella direzione ortogonale a quella di orditura, ν è il coefficiente di Poisson e $G_{x,y}$ è il modulo di elasticità tangenziale. I moduli di elasticità E_x e E_y rappresentano la rigidezza normale della membrana e ciascuno di essi rappresenta il livello di connessione tra il solaio e le pareti parallele alla direzione a cui si riferisce. Il termine $G_{x,y}$ rappresenta invece la rigidezza a taglio del solaio e il trasferimento delle forze orizzontali tra le pareti.

Valutare queste quantità può essere piuttosto semplice per le più comuni tipologie di solaio. Per esempio, la rigidezza a taglio di un solaio con putrelle, tavelloni e soletta è

⁸ *Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale*, 2011

principalmente descritta da quest'ultima. Mentre la rigidezza assiale delle travi metalliche conduce alla definizione del modulo di Young, E_x , dell'elemento piano equivalente. Questo è ciò che è stato fatto per modellare i solai del piano ammezzato dell'edificio della Procura di Pisa nel software di calcolo 3Muri.

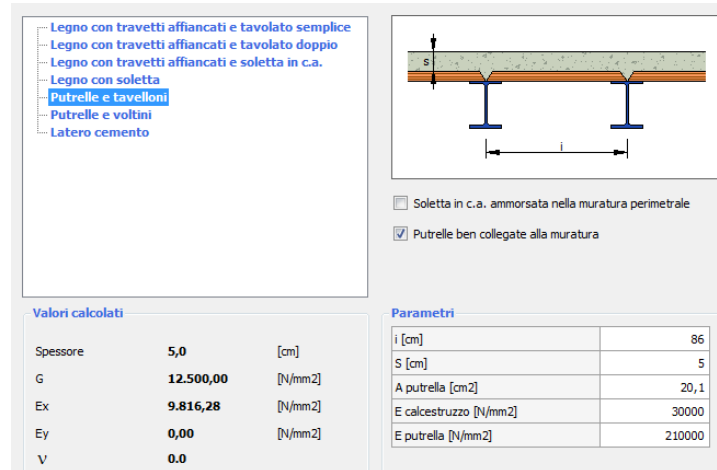


Figura 3-76: Modellazione dei solai del piano ammezzato in 3Muri

Al contrario, nel caso di volte, oltre che dallo spessore e dalle proprietà del materiale, il contributo della rigidezza dipende fortemente dalla forma e dalle proporzioni geometriche. Così, la definizione dei moduli elastici da attribuire ad un elemento piano equivalente può essere altamente arbitraria.

Per le volte, la strategia di modellazione proposta inizia dallo studio della loro risposta nel caso in cui sono soggette a configurazioni predefinite di carico: impostando condizioni di spostamento o di forze note, si schematizza rispettivamente il comportamento assiale e a taglio puro⁹.

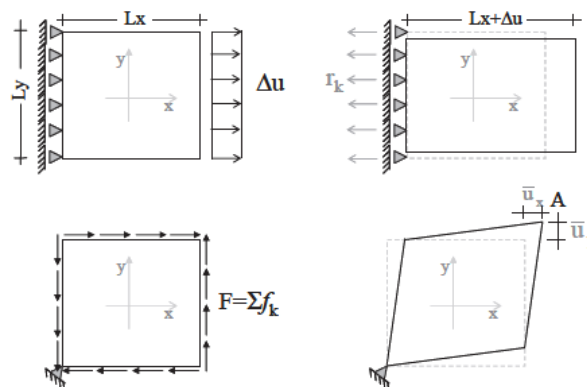


Figura 3-77: Condizioni di vincolo per schematizzare il comportamento assiale (in alto) e a taglio (in basso) delle volte.

⁹ S.Cattari, S.Resemini, S.Lagomarsino (2008), *Modelling of vaults as equivalent diaphragms in 3D seismic analysis of masonry buildings*. Structural Analysis of Historic Construction.

L'equivalenza viene imposta tra la volta esaminata e l'elemento piano che ha le stesse dimensioni in pianta L_x e L_y , lo stesso spessore s e lo stesso materiale caratterizzato dai moduli elastici:

$$E_x, E_y \text{ e } G_{x,y} = \frac{E_x \cdot E_y}{E_x + (1 + 2\nu_{x,y})E_y} \quad (1)$$

In questo modo, per volte simmetriche (a crociera o a padiglione) viene associato un elemento piano isotropo; invece, per volte a botte viene associato un elemento piano ortotropo.

Indicando con E_v e G_v il modulo di elasticità normale e tangenziale equivalente della volta, con E e G i moduli elastici dell'elemento piano, dal legame elastico lineare isotropo si ricavano le seguenti relazioni:

$$\frac{E_v}{E} = \frac{1}{E} \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{1}{E} \frac{\sum_{k=1}^n r_k}{sL} \frac{L}{\Delta u} = \frac{\sum_{k=1}^n r_k}{sE\Delta u} \quad (2)$$

La (2) valuta il modulo elastico equivalente E_v , imponendo uno spostamento uniforme Δu lungo x , mentre il lato opposto è vincolato in un numero n di nodi in cui nascono le reazioni vincolari r_k (figura 3-77).

$$\frac{G_v}{G} = \frac{1}{G} \frac{\tau}{\gamma} = \frac{1}{G} \frac{F}{sL} \frac{L}{(\bar{u}_x + \bar{u}_y)} = \frac{F}{sG(\bar{u}_x + \bar{u}_y)} \quad (3)$$

La (3) valuta il modulo elastico equivalente G_v , applicando un sistema auto equilibrato di forze F su ogni lato, mentre gli spostamenti orizzontali di un angolo del modello sono adeguatamente impediti e \bar{u}_x , \bar{u}_y sono gli spostamenti orizzontali nel piano dell'angolo opposto (figura 3-77).

I parametri equivalenti, così stimati, rappresentano certamente una sovrastima delle effettive proprietà delle volte presenti in edifici esistenti, poiché è probabile ci sia già uno stato di danneggiamento che degrada la rigidezza elastica calcolata, e comunque altri danni possono presentarsi durante l'evento sismico; andrebbero allora fatte considerazioni sul comportamento non lineare delle volte.

Per il presente lavoro di tesi si ritiene sufficiente considerare una rigidezza finita degli orizzontamenti presenti nell'edificio caso studio secondo le modalità riportate finora e tramite l'ausilio del software 3Muri.

In particolare, sono stati modellati solai con putrelle e tavelloni per i piani ammezzati, un solaio ligneo per la sala udienza e sistemi voltati, a botte e a crociera. Le coperture sono state considerate ancora una volta come carico ripartito sulle pareti.

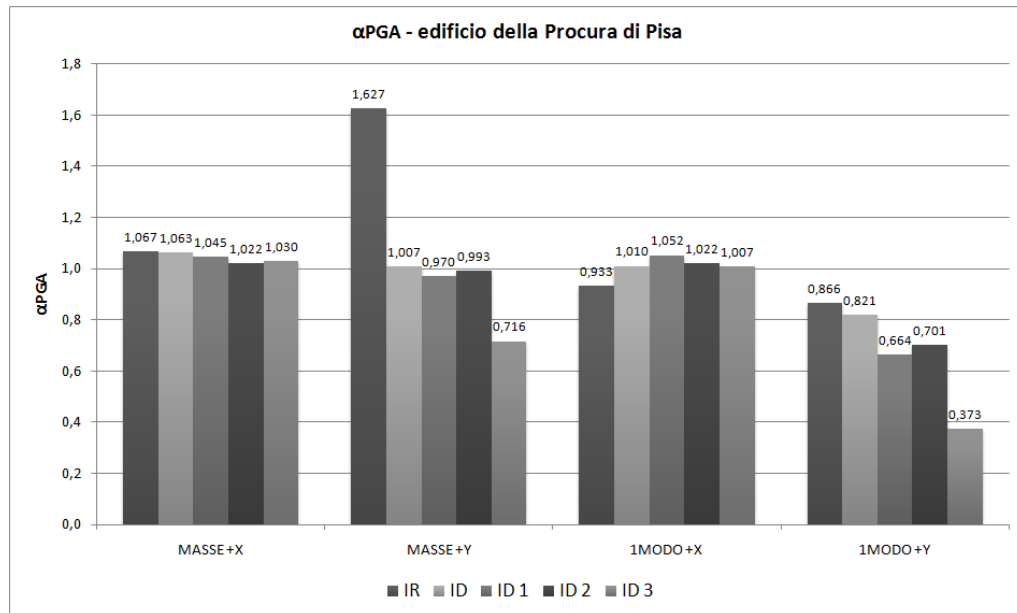
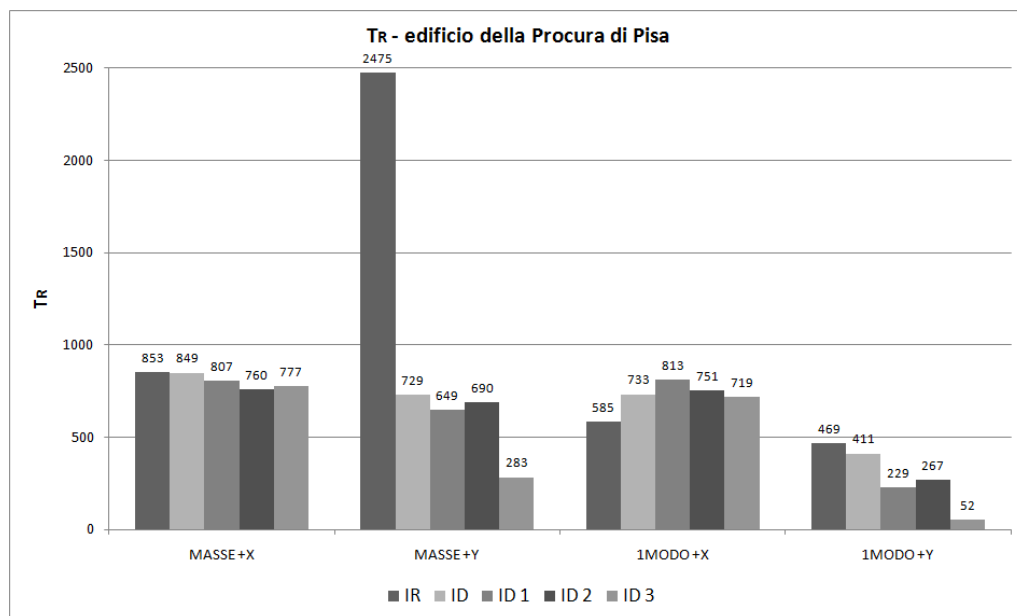
L'assenza di orizzontamenti rigidi non rende agevole la mobilitazione di una percentuale accettabile di massa: i modi di vibrare con massa partecipante rilevante sono entro il 22°, mentre si era visto che con solai rigidi bastavano i primi sei modi di vibrare.

In particolare in direzione X, i modi con massa partecipante significativa sono il 4° il 5° con il 25,83% e il 32,90% rispettivamente; mentre nell'altra direzione sono il 3°, 4°, 5° e 22° con, rispettivamente, il 22,23%, 30,31%, 8,69% e 14,39% di massa partecipante.

Per quanto constatato finora, i risultati delle analisi portano a dire che la maggiore vulnerabilità dell'edificio è dovuta alle pareti del piano isolato al quarto livello, le quali vanno in crisi e poi giungono al collasso quando il sisma spira in direzione Y, direzione in cui le pareti sono sicuramente più deboli rispetto a quelle poste lungo X. Per questo motivo si è voluto indagare sulla variabilità degli indici di vulnerabilità α_{PGA} e del periodo di ritorno T_R al variare della rigidezza del solaio di copertura del corpo centrale che costituisce il salone.

Si riportano nel seguito gli istogrammi che mettono in luce questo tipo di confronto fatto quando i solai sono modellati come rigidi nel loro piano (IR) e quando invece sono deformabili (ID); in particolare si indica con:

- IR, caso in cui tutti i tipi di orizzontamento sono considerati infinitamente rigidi nel loro piano;
- ID, caso in cui i solai dei primi tre livelli (fino alla copertura delle torrette) hanno una rigidezza finita, definita dal programma in base al materiale e ai dati geometrici, mentre il solaio di copertura del salone è infinitamente rigido;
- ID 1, 2 e 3, casi analoghi al precedente ma con rigidezza dell'orizzontamento del salone via via decrescente, fino al caso ID 3 dove è minima. Per far variare tale rigidezza per ciascun caso vengono definiti parametri decrescenti di E_x , E_y e $G_{x,y}$, legati tra loro dalla relazione (1).

Figura 3-78: Variabilità dell'indice α_{PGA} tra modello con solai rigidi e deformabili - 3MuriFigura 3-79: Variabilità del periodo T_R tra modello con solai rigidi e deformabili - 3Muri

Appare evidente come in direzione X la struttura con solai deformabili abbia un comportamento non troppo diverso dal considerare i solai rigidi, soprattutto con azioni proporzionali alle masse, mentre si ha un brusco aumento della vulnerabilità dell'edificio quando l'azione sismica spira in direzione Y e la verifica non è sempre soddisfatta.

Da queste osservazioni è possibile affermare che nel caso di edifici esistenti, in cui è problematica la scelta della modellazione da adottare per gli orizzontamenti, la

probabilità di poter ottenere dei risultati affidabili da una modellazione tridimensionale con solai deformabili è bassa.

Allora, quando si ha a che fare con edifici esistenti, appare più opportuno eseguire l'analisi sismica del fabbricato con riferimento a due ipotesi comportamentali estreme:

- Ipotesi di impalcato infinitamente rigido;
- Ipotesi di impalcato infinitamente deformabile.

Nel primo caso, per l'ipotizzata infinita rigidezza dell'orizzontamento, ci si può riferire ad una modellazione tridimensionale in cui si avrà una ripartizione delle azioni sismiche globali tra le singole pareti. Questo è ciò di cui si è tenuto conto per ottenere i risultati riportati finora per l'edificio della Procura di Pisa.

Nel secondo caso, poiché si ipotizza che non si avrà alcuna ripartizione delle azioni tra le pareti, ciascuna di esse andrebbe esaminata singolarmente: *si potrà procedere all'analisi delle singole pareti o dei sistemi di pareti complanari, ciascuna parete essendo soggetta ai carichi verticali di competenza ed alle corrispondenti azioni del sisma nella direzione parallela alla parete*¹⁰.

Il reale comportamento della struttura sarà sicuramente contenuto nella fascia delimitata dai risultati conseguiti.

3.6.1.2 INFLUENZA DEL LIVELLO DI CONOSCENZA

Nell'interpretazione dei risultati occorre ricordare che le analisi strutturali riportate fino a questo punto, sono state effettuate con l'adozione dei parametri meccanici minimi di normativa, a causa della disponibilità di scarse informazioni sull'edificio; il che ha comportato l'utilizzo di un livello di conoscenza minimo LC1.

In questo paragrafo, allo scopo di saggiare l'influenza che il LC assume per il caso in studio, si riportano i risultati di analisi aggiuntive, ipotizzando il conseguimento di livelli di conoscenza via via maggiori. Operativamente, ciò si è tradotto, eseguendo nuove analisi per diversi valori di resistenza via via crescenti.

Le analisi sono state quindi condotte con riferimento a situazioni che si possono associare alle seguenti combinazioni:

- resistenze f_m e τ_0 corrispondenti ai valori minimi dell'intervallo dei valori riportati in tabella C8A.2.1 (relativamente alla tipologia muraria in studio) e LC1=1,35; questa, come è facile constatare, è la situazione assunta a base delle analisi già condotte.

¹⁰ §8.7.1 delle NTC08

- resistenze f_m e τ_0 corrispondenti ai valori medi dell'intervallo dei valori riportati in tabella C8A.2.1 (relativamente alla tipologia muraria in studio) e $LC2=1,20$;
- resistenze f_m e τ_0 corrispondenti ai valori medi dell'intervallo dei valori riportati in tabella C8A.2.1 (relativamente alla tipologia muraria in studio) e $LC3=1,00$;
- resistenze f_m e τ_0 corrispondenti ai valori massimi dell'intervallo dei valori riportati in tabella C8A.2.1 (relativamente alla tipologia muraria in studio) e $LC3=1,00$.

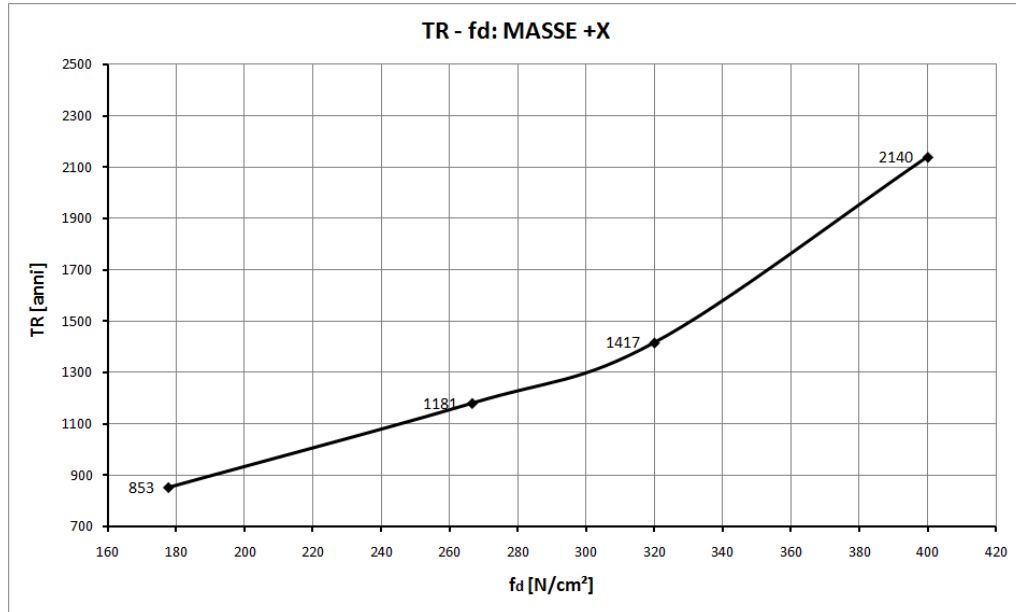
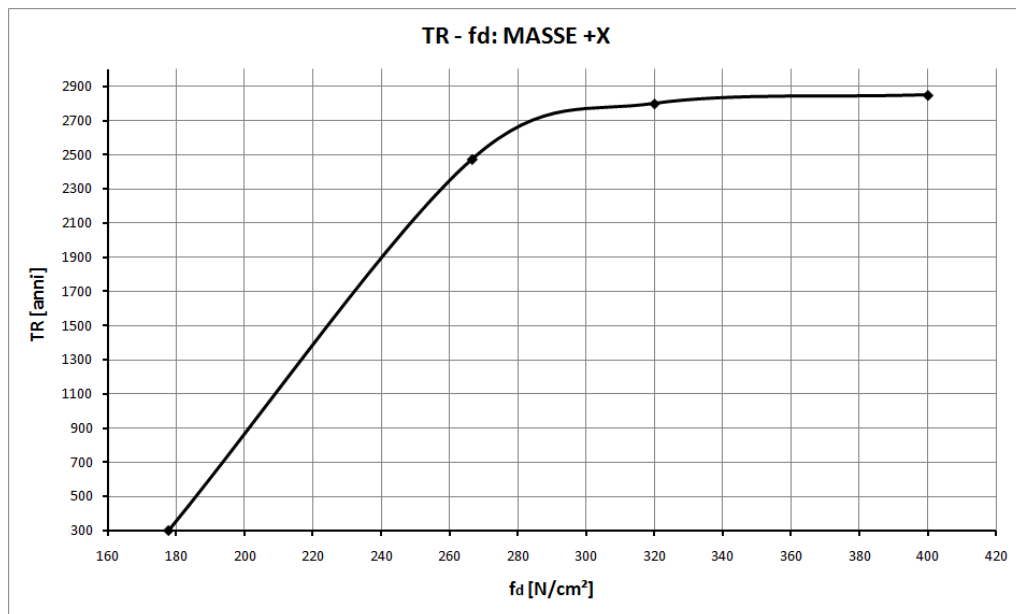
Le analisi eseguite fanno riferimento, quindi, ai valori riportati di seguito:

- $f_m = 240 \text{ N/cm}^2$; $\tau_0 = 6 \text{ N/cm}^2$; $FC = 1,35$
- $f_m = 320 \text{ N/cm}^2$; $\tau_0 = 7,6 \text{ N/cm}^2$; $FC = 1,20$
- $f_m = 320 \text{ N/cm}^2$; $\tau_0 = 7,6 \text{ N/cm}^2$; $FC = 1,00$
- $f_m = 400 \text{ N/cm}^2$; $\tau_0 = 9,2 \text{ N/cm}^2$; $FC = 1,00$

Questo tipo di analisi parametrica è stata condotta per la condizione di solai rigidi (IR), e si sono considerate le distribuzioni MASSE+X e 1MOD0 +Y in quanto sono risultate le più penalizzanti per ciascuna delle due direzioni principali.

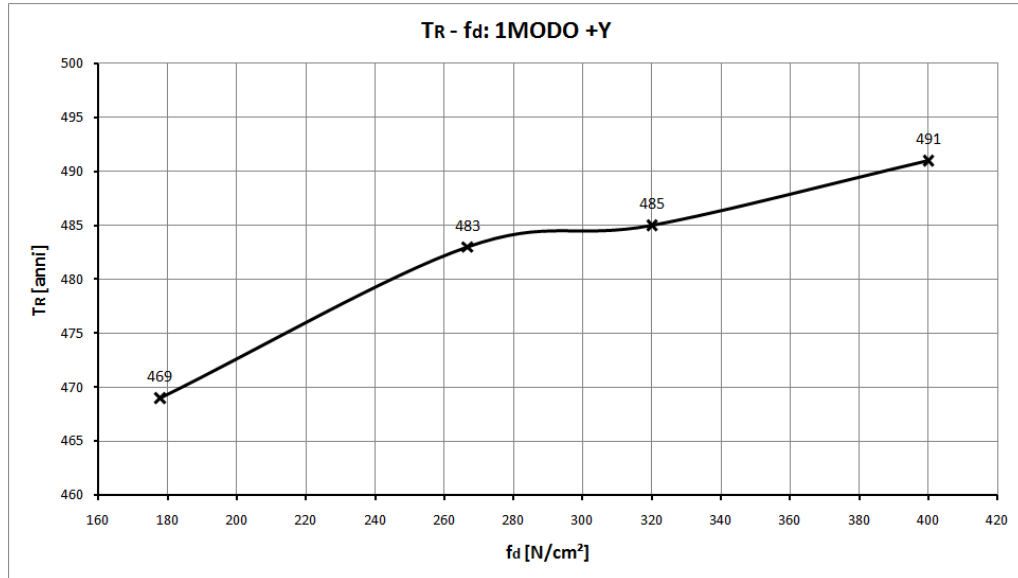
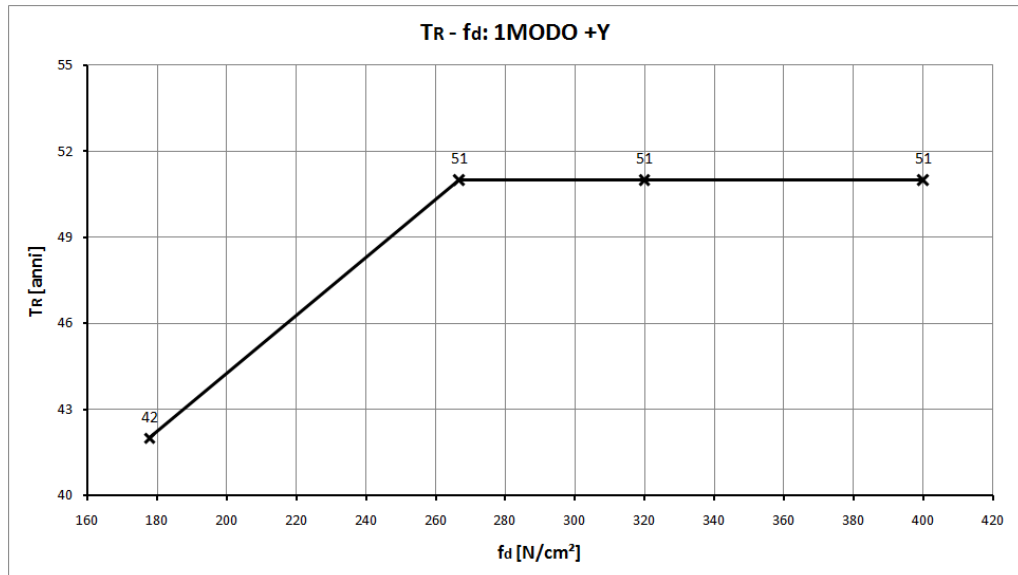
Nel seguito si riportano i grafici in cui viene indicata la variazione della vulnerabilità sismica, espressa attraverso il T_R , in funzione della resistenza di calcolo della muratura assunta (relativa alle quattro casistiche sopra riportate).

Si nota un andamento diverso a seconda della distribuzione di forze adottata e a seconda del software di calcolo utilizzato.

Figura 3-80: MASSE +X: variazione di T_R con la resistenza di calcolo della muratura - 3MuriFigura 3-81: MASSE +X: variazione di T_R con la resistenza di calcolo della muratura – PCM

Con 3Muri l'andamento è sempre crescente ma con modalità diverse; in particolare, il beneficio maggiore si ha nel passaggio dalla resistenza media di 320 N/cm^2 alla resistenza massima di 400 N/cm^2 , con livello di conoscenza costante LC3.

In PCM i maggiori risultati vengono conseguiti nel passaggio dal livello di conoscenza LC1 al livello superiore LC2, l'andamento si stabilizza per valori maggiori di resistenza e i valori del periodo di ritorno non sono più definiti con certezza perché maggiori a 2475 anni. Quindi, pensando di aumentare ancora la resistenza di tutti gli elementi, ciò non equivale chiaramente ad un beneficio illimitato per la struttura.

Figura 3-82: 1MOD0 +Y: variazione di T_R con la resistenza di calcolo della muratura – 3MuriFigura 3-83: 1MOD0 +Y: variazione di T_R con la resistenza di calcolo della muratura – PCM

Nel caso di distribuzione di forze proporzionale al primo modo e dirette secondo Y, i miglioramenti sono meno significativi rispetto a quelli ottenuti in direzione X. Il periodo di ritorno, e quindi la vita nominale, rimane sempre molto basso per il modello PCM e comunque contenuto nel caso di 3Muri.

In PCM si nota sempre che il beneficio si ottiene nel passaggio dal livello LC1 a LC2, ulteriori incrementi di resistenza non forniscono alcun beneficio per la struttura. Questa volta anche in 3Muri il miglioramento è più significativo nel primo incremento di resistenza.

3.7 VALUTAZIONI SULLE VERIFICHE STATICHE

La verifica statica che attesti il valore di tensione media che la muratura sta dichiarando allo stato attuale, per la sola presenza dei carichi permanenti e per le azioni di servizio, è stata eseguita con l'utilizzo del software PCM.

La conoscenza della costruzione in muratura oggetto della verifica è di fondamentale importanza ai fini di una adeguata analisi, e può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza del rilievo geometrico, dell'analisi storica e delle indagini sperimentali: in riferimento a quanto già detto, si utilizzerà per la struttura un fattore di confidenza FC pari a 1,35. I valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori minimi per i rispettivi fattori di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali (cfr. § C8A.1.A.4 della Circolare), pertanto il valore di resistenza a compressione di progetto f_d della muratura che si adotterà nelle verifiche a seguire risulta essere quello riportato nel seguito.

	f_m [N/mm ²]	FC	γ_m	f_d [N/mm ²]
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	2,40	1,35	3	0,593

Affinché la sezione del muro risulti verificata a pressoflessione per carichi laterali¹¹ occorre che il carico verticale agente di calcolo N_d , rispetti la seguente condizione:

$$N_d \leq \Phi \cdot f_d \cdot A$$

Il coefficiente di riduzione della resistenza del materiale Φ tiene conto sia della snellezza della muratura, sia dell'eccentricità del carico verticale e sia di altri effetti del secondo ordine non quantificabili, ma il cui sommarsi può portare a un collasso prematuro della parete.

Tale coefficiente viene ricavato dalla tabella in normativa in funzione della snellezza h_0/t e del coefficiente $m = 6e/t$, essendo t lo spessore del muro.

In base alla norma non dovrà risultare $e > 0,33t$ e $h_0/t > 20$.

I valori di Φ con l'ipotesi di articolazione completa delle estremità della parete (a cerniera) sono riportati nella tabella 4.5.III delle NTC08 e illustrata nel seguito:

Snellezza λ	Coefficiente di eccentricità $m=6 e/t$				
	0	0,5	1,0	1,5	2,0
0	1,00	0,74	0,59	0,44	0,33
5	0,97	0,71	0,55	0,39	0,27
10	0,86	0,61	0,45	0,27	0,16
15	0,69	0,48	0,32	0,17	---
20	0,53	0,36	0,23	---	---

¹¹ §4.5.6.2 – NTC08

Le verifiche descritte vengono eseguite dal software in ogni maschio murario della struttura; a tal proposito, è il caso di sottolineare che i programmi utilizzano la mesh già creata per eseguire l'analisi non lineare, adattando la teoria del telaio equivalente per eseguire le verifiche statiche in campo lineare. Chiaramente questo può portare al caso poco rappresentativo di porzioni della stessa parete verificate e altre meno, ovvero rappresentare debolezze strutturali locali.

Si riportano sotto i risultati dell'analisi indicando in rosso i pannelli per cui la verifica ha dato esito negativo.

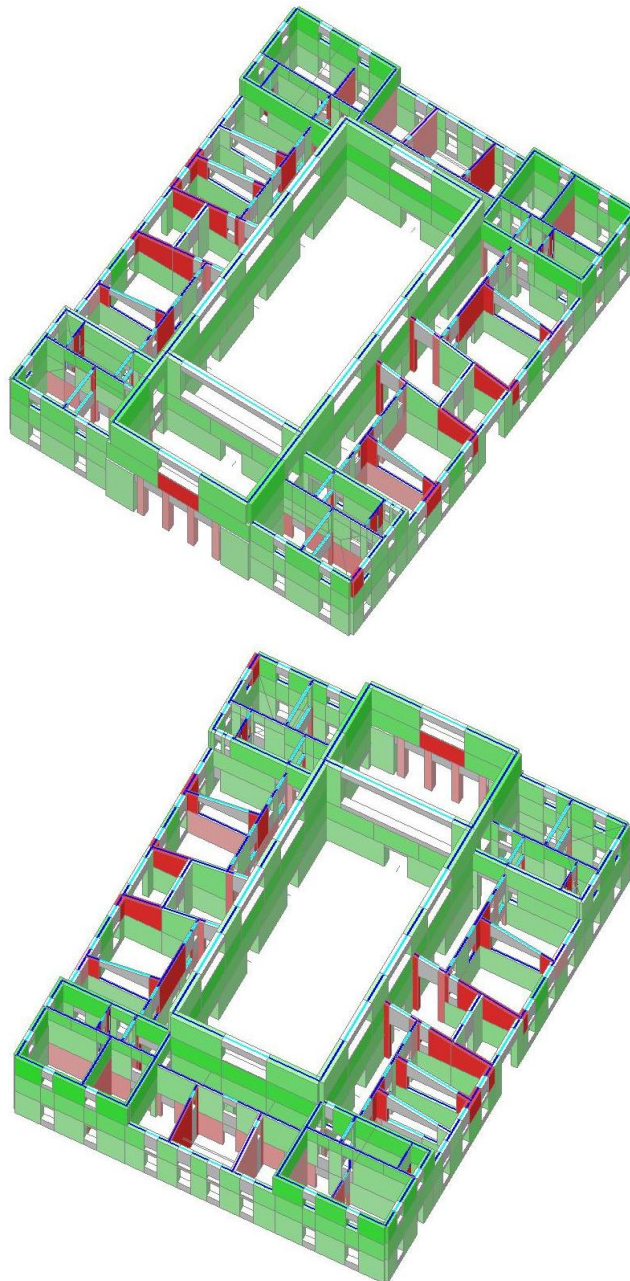


Figura 3-84: Risultato della verifica a pressoflessione ortogonale semplificata - LC1

La colorazione rossa più intensa indica coefficienti di sicurezza più bassi, fino a 0. Un colore rosso molto chiaro indica un coefficiente di sicurezza prossimo a 1.

Soddisfare la verifica a pressoflessione fuori piano non è agevole in quanto i coefficienti parziali di sicurezza della normativa ($\gamma=3$, $FC=1,35$), già di per sé molto penalizzanti, uniti al coefficiente di riduzione della resistenza del materiale Φ , portano a riduzioni significative del valore del momento resistente che il maschio avrebbe se si adottasse un valore f_d di $2,40 \text{ N/mm}^2$ e un Φ pari a 1.

Supponendo un livello di conoscenza LC3 della struttura (da cui deriva un fattore di confidenza FC pari a 1) ed un coefficiente parziale di sicurezza γ_m di 2,5, e quindi di assumere il valore medio della resistenza f_m di $3,2 \text{ N/mm}^2$, la resistenza a compressione di progetto della muratura diventa:

	$f_m \text{ [N/mm}^2\text{]}$	FC	γ_m	$f_d \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	3,20	1	2,5	1,28

Con il miglioramento delle caratteristiche meccaniche della muratura, i risultati della verifica a pressoflessione per carichi laterali sono più soddisfacenti, come si nota dal confronto della successiva immagine con le precedenti. Tuttavia, i valori inficanti di Φ non consentono ancora il soddisfacimento della verifica per alcuni maschi.

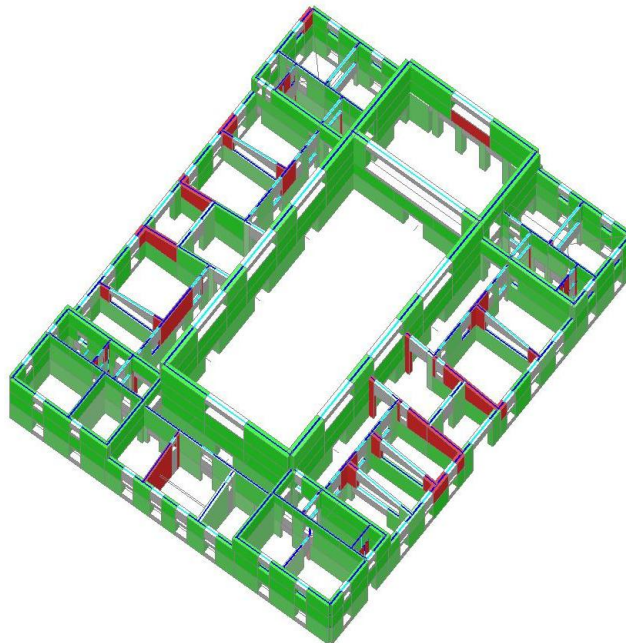


Figura 3-85: Risultati delle verifiche a pressoflessione ortogonale semplificata – LC3

Uno spessore maggiore per tali pareti condurrebbe ad una snellezza minore e quindi alla riduzione del rischio dell'instaurarsi di effetti di instabilità del secondo ordine, con conseguente incremento del coefficiente Φ .

Tuttavia, per il caso in esame, in cui si è visto che lo spessore minimo delle pareti si aggira tra i 30 e i 40 cm, pensare che questo sia inappropriato è probabilmente azzardato; piuttosto risulta poco opportuna la scelta di tener conto della stessa mesh creata per le analisi sismiche in cui si è evitato d'avere elementi particolarmente tozzi, e quindi altezze che nel calcolo della snellezza h_0/t possono condurre a valori piccoli di Φ . Inoltre, il calcolo dell'eccentricità e dipende, oltre che dall'eccentricità totale dei carichi statici provenienti dai solai, la cui migliore distribuzione potrebbe portare un ulteriore miglioramento dei risultati, dall'eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione e che la norma consiglia di assumere pari a:

$$e_a = \frac{h}{200}$$

con h altezza interna di piano.

È evidente dunque che la modellazione dell'intero edificio è un fattore che influenza notevolmente il risultato delle analisi.

Premettendo che allo stato attuale l'edificio della Procura di Pisa non sembra mostrare insufficienze di tipo statico, preme sottolineare che le considerazioni appena fatte risultano essere oggetto di importanti riflessioni alla luce delle conseguenze previste dalla normativa in seguito al mancato soddisfacimento di verifiche statiche negli edifici esistenti.

Infatti, al punto C8.3 dell'attuale normativa si legge che *i provvedimenti da adottare affinché l'uso della struttura possa essere conforme ai criteri di sicurezza delle NTC, sono necessari e improcrastinabili nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio.*

CONCLUSIONI

Oggi l'analisi strutturale non può prescindere dall'utilizzo di procedure integrate in software, a causa del gran numero di elaborazioni da effettuare. Con questi strumenti è divenuto possibile studiare strutture complesse, in tempi ridotti e compatibili con le esigenze professionali. Il Progettista, a cui spetta effettuare le scelte progettuali e la valutazione della sicurezza dell'edificio, deve però essere in grado di interpretare in maniera corretta i risultati delle analisi.

Il presente lavoro di tesi parte dall'analisi di un caso studio che costituisce l'occasione per un'utile valutazione sui metodi e sui modelli di calcolo presenti in letteratura da una decina di anni a questa parte. L'edificio oggetto di studio, rappresentativo della tipologia dei palazzi, è la sede dell'attuale Procura di Pisa, un fabbricato in muratura di inizio secolo, con buona regolarità in pianta, ma non in altezza, in quanto costituito da corpi a quote differenti e piani sfalsati.

Il modello impiegato per l'edificio è quello di telaio equivalente tridimensionale e le analisi effettuate sono la statica non lineare e la dinamica lineare.

Le analisi sono state effettuate attraverso due software commerciali, 3Muri e PCM, che impiegano modelli diversi e adottano differenti metodi di calcolo.

Il confronto tra i due strumenti è stato effettuato inizialmente attraverso semplici esempi di complessità crescente, a partire dal singolo pannello murario, fino alla parete a due piani con aperture. Successivamente è stato esteso al caso studio.

Le analisi sono state condotte sotto ipotesi diverse, riguardanti le caratteristiche dei materiali e della struttura, la scelta del sistema di sollecitazioni, forze o spostamenti imposti, e la scelta del punto di controllo per le analisi statiche non lineari.

I risultati delle analisi statiche non lineari mostrano dunque una notevole sensibilità in termini di spostamento ultimo e taglio resistente al variare delle ipotesi sul comportamento fuori piano dei maschi murari, sulla rigidezza degli impalcati, sul metodo di valutazione delle resistenze dei singoli elementi e sulla modalità di esecuzione del calcolo.

Riguardo al caso studio, è stata valutata la sicurezza dell'edificio sotto carichi statici ed è stato calcolato il tempo di ritorno dell'azione sismica in grado di condurre la struttura allo stato limite di salvaguardia della vita. E' stato così valutato il livello di incertezza dei risultati in relazione alle ipotesi di calcolo, ma anche al grado di

conoscenza delle caratteristiche dei materiali e al ruolo statico attribuito ai diversi elementi costruttivi. Al termine delle analisi, l'edificio non risulta soddisfare le richieste di sicurezza in relazione all'uso attuale. Le valutazioni di sensitività mostrano comunque che, in relazione al soddisfacimento delle verifiche, un investimento sulla diagnostica potrebbe tuttavia portare vantaggi, da valutare caso per caso, in relazione agli oneri che tale incremento di conoscenza richiede.

Al termine di questo lavoro, si comprende la necessità che il progettista assuma piena consapevolezza delle modalità di funzionamento degli strumenti di calcolo a sua disposizione per la valutazione del comportamento strutturale delle costruzioni in muratura e che dedichi estrema cautela nell'interpretazione dei risultati, anche in vista del grado di convenzionalità delle analisi, in un ambito in cui le caratteristiche dei materiali e il funzionamento strutturale costituiscono spesso fonte di incertezze.

BIBLIOGRAFIA

RIFERIMENTI NORMATIVI

- [1] Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.
- [2] Circolare 2 Febbraio 2009, n.617, Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni".
- [3] Eurocode 6: Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures, EN 1996-1-1, 2005.
- [4] Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischi sismico del patrimonio culturale - allineamento alle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, 2011.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] Albanesi T., Nuti C. (2007), Analisi statica non lineare (pushover), Dipartimento di strutture, Università degli studi Roma Tre.
- [2] Cattari S., Curti E., Galasco A., Resemini S. (2005), Analisi sismica lineare e non lineare degli edifici in muratura, Sistemi editoriali.
- [3] Dina D'Ayala, Enrico Fodde (2008), Structural Analysis of historic construction, Department of Architecture and Civil Engineering, University of Bath, Bath (UK).
- [4] Cattari S., Resemini S., Lagomarsino S., Modelling of vaults as equivalent diaphragms in 3D seismic analysis of masonry buildings, Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering, University of Genoa, Italy.
- [5] Galasco A., Lagomarsino S., Penna A. (2006), On the use of pushover analysis for existing masonry buildings, First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland.
- [6] Galasco A., Lagomarsino S., Penna A., Resemini S (2004), Non-linear seismic analysis of masonry structures, 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada.
- [7] Lourenço P.B., Rots J.G, Blaauwendraad J., Two approaches for the analysis of masonry structures: micro and macro-modeling, Delft University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Delft, the Netherlands.
- [8] Lourenço P.B., Marques R., (2011), Possibilities and comparison of structural component models for the seismic assessment of modern unreinforced masonry

buildings, Department of Civil Engineering, Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering, University of Minho, Portugal.

[9] Magenes G. (2006), Masonry building design in seismic areas: recent experiences and prospects from a european standpoint, First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland.

[10] Di Ludovico M., Fico R., Cordasco E.A., Prota A., Verderame G.M., Manfredi G., Alcune considerazioni sull'utilizzo del software tecnico nella ricostruzione dell'Abruzzo, Convegno AIST, Bologna, 2011.

[11] Benedetti D., Petrini V., Sulla vulnerabilità sismica di edifici in muratura: un metodo di valutazione.

[12] Magenes G. Bolognini D., Braggio C. (2000), Metodi Semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura, Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti.

[13] Dolce M. (1989), Schematizzazione e modellazione per azioni nel piano delle pareti, corso sul consolidamento degli edifici in muratura in zona sismica, Ordine degli Ingegneri della Provincia di Potenza.

[14] Berti G., Note di sintesi sull'urbanistica a Pisa, febbraio 2013.

[15] Aedes Software, PCM 2015, manuale d'uso.

[16] Sta Data, Documento di validazione di 3Muri.

[17] Sta Data, Il modello 3Muri, Riferimenti teorici.